



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
“ARAGÓN”

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN
EDIFICIO DE CINCO NIVELES Y
CINCO SÓTANOS, EN ZONA DE
LOMAS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

FELIX PÉREZ LÓPEZ



FES Aragón

Asesor: Ing. Gabriel Álvarez Bautista

San Juan de Aragón, Netzahualcóyotl, Estado de México

2009



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por mi existencia y formación profesional, gracias a su cariño, guía y apoyo.

A mis hermanos, por apoyarme y aconsejarme en mi formación profesional.

A mi asesor el Ing. Álvarez Bautista Gabriel, por transmitirme sus conocimientos y asesorarme en el desarrollo de este trabajo.

INTRODUCCIÓN.....	1
I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.1 Localización	
1.2 Características del proyecto	
1.3 Colindancias y condiciones actuales del predio	
1.4 Topografía del sitio de interés	
II. EXPLORACIÓN GEOTECNICA Y ENSAYE DE LABORATORIO.....	10
2.1 Generalidades	
2.2 Pozos a cielo abierto	
2.3 Sondeo con equipo mecánico	
2.3.1 Método de penetración estándar	
2.4 Pruebas de laboratorio	
2.5 Muestras alteradas	
2.6 Muestras inalteradas	
III. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.....	46
3.1 Características del subsuelo	
3.2 Levantamiento geológico superficial	
3.3 Características estratigráficas y físicas del subsuelo	
IV. DISEÑO GEOTÉCNICO.....	56
4.1 Análisis de cimentación	
4.2 Alternativas mediante pilas	
4.2.1 Capacidad de carga	
4.2.2 Dimensionamiento de las pilas	
4.2.3 Estado limite de servicio	
V. ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	64
5.1 Estabilidad de taludes	
5.2 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas	

5.3 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

5.4 Proceso constructivo del anclaje

5.4.1 Sistema del anclaje propuesto

5.4.2 Tensión y longitud de las anclas

VI. INSTRUMENTACIÓN Y CONCLUSIONES..... 84

6.1 Instrumentación

6.2 Conclusiones

FUENTES DE CONSULTA..... 90

INTRODUCCIÓN

Para obtener más espacios de uso en edificios, se proyectan sótanos o subsuelos que muchas veces llegan hasta 20 metros de profundidad. Son éstas las soluciones ante los elevados costos de terrenos, la necesidad de obtener mayor superficie y al crecimiento de la población en la ciudad de México.

A estos efectos, se trata de conseguir muros de contención del menor espesor posible conservando una buena calidad y que ofrezcan seguridad y buen diseño, para la construcción de estos sótanos.

Estos muros de contención de tan delgado espesor en relación a la profundidad excavada, debido a los empujes de la tierra y los efectos del agua, requieren de otros elementos constructivos que colaboren en la estabilidad de los mismos. Tal es el caso de los anclajes. Que en este caso se colocara un sistema de retención hecho a base de un muro de concreto lanzado anclado.

Los anclajes son un sistema constructivo para Cimentaciones Profundas que trabajan como soporte y sujeción; con esta técnica se puede alcanzar hasta una profundidad del orden de los 30 metros. Los anclajes determinan un sistema constructivo que ofrece soporte y firme sujeción a cimentaciones profundas.

Los anclajes ofrecen muchas ventajas, entre las cuales destacamos: El anclaje hace que varíe la distribución de esfuerzos en el muro, que pasa de trabajar a modo de ménsula a una viga continua. De esta manera disminuyen los esfuerzos, y ello permite adelgazar el espesor y el armado del muro, este sistema ofrece mayor seguridad en edificaciones contiguas pues elimina los movimientos habituales en muros de contención y mediante los anclajes se logra racionalizar y acortar los tiempos de construcción, ya que la excavación queda totalmente limpia.

En este trabajo también se describela lo importante y necesario de realizar un buen Estudio Geotécnico, que es el análisis del terreno en el que se va a construir, este estudio debe ser previo al inicio de los diseños, es fundamental conocer las características del terreno para calcular la construcción, ya que este tiene por objetivo determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y condiciones de cimentación y también dependiendo al tipo de zonificación geotécnica que en este caso es zona I, designada de Lomas, la cual sus principales características son alta resistencia y baja deformabilidad.

Para realizar el Estudio Geotécnico se debe realizar una exploración y reconocimiento del terreno, tomando muestras para su ensayo en laboratorio que permiten definir los parámetros geotécnicos característicos, ya que de este Estudio Geotécnico depende encontrar la cimentación adecuada y así la buna funcionalidad de la construcción.

CAPITULO I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

1.1 Localización

Se solicitó la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos en el predio ubicado en la calle Cerrada Loma Bonita No. 33, Colonia Lomas Altas, Delegación Álvaro Obregón, México, D.F., donde se proyecta la construcción de un edificio para oficinas de cinco niveles y cinco sótanos para estacionamientos, y que cuenta con un área de aproximadamente 780 m². La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

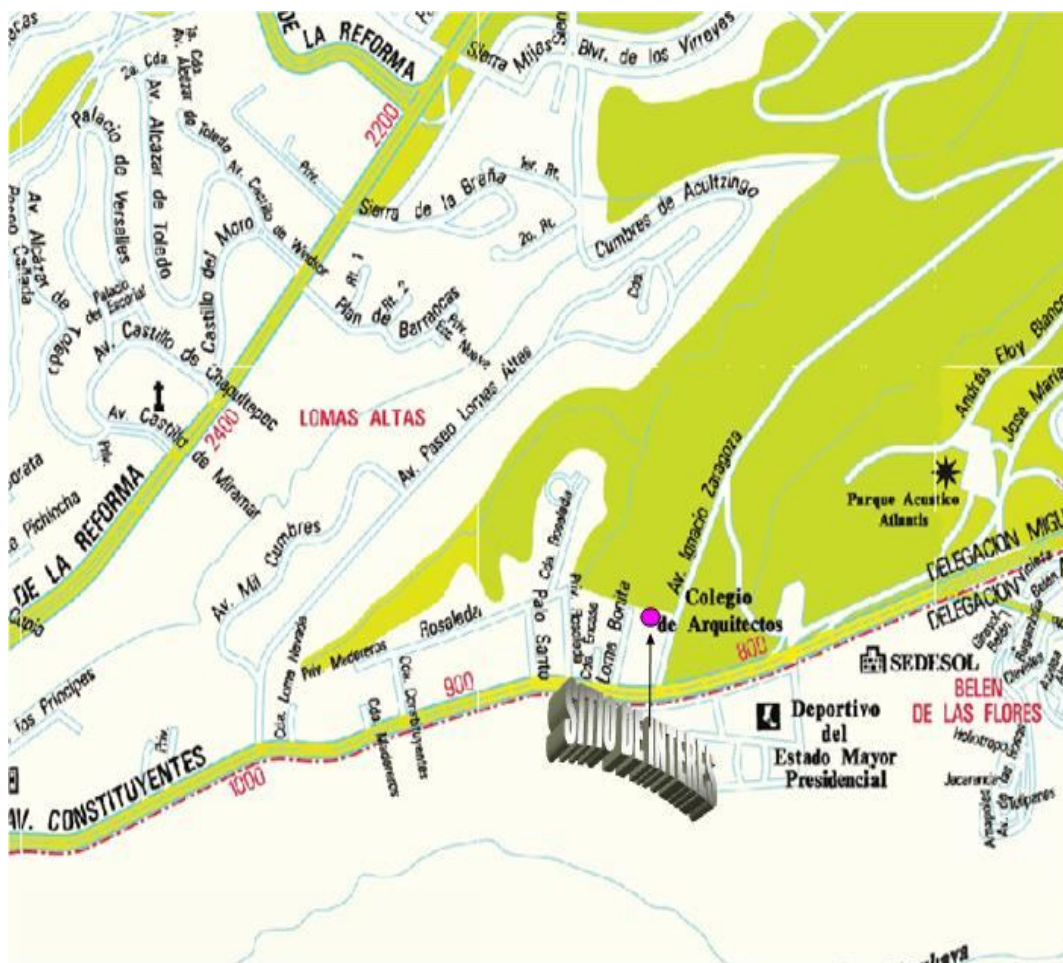


FIGURA 1. LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

1.2 Características del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio constituido por cinco niveles superiores para oficinas, y cinco sótanos para estacionamiento que cubrirá todo el terreno. El edificio estará estructurado por medio de columnas, traveses y losas de concreto armado.

Los sótanos cubrirán toda el área del terreno y se considero que se requiere efectuar una excavación de 16 m de profundidad promedio con respecto al nivel de banqueteta de la calle Loma Linda. En las figuras 2, 2a y 2b se presentan tres plantas arquitectónicas del proyecto y en las figuras 2c y 2d dos cortes arquitectónicos.

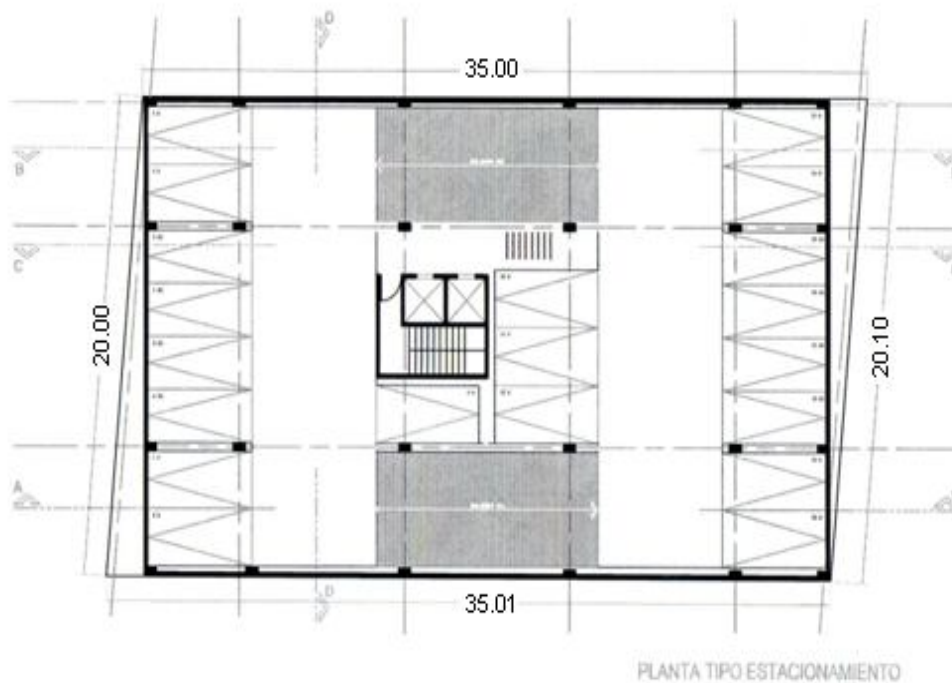


FIGURA 2. SEMBRADO DE ESTRUCTURAS PLANTA DE ESTACIONAMIENTO

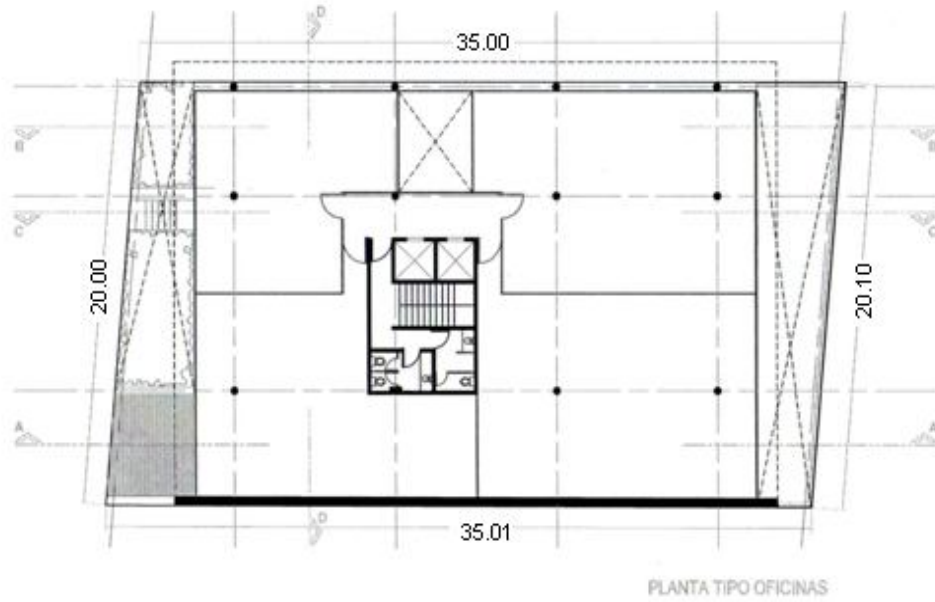


FIGURA 2a. SEMBRADO DE ESTRUCTURAS PLANTA DE OFICINAS

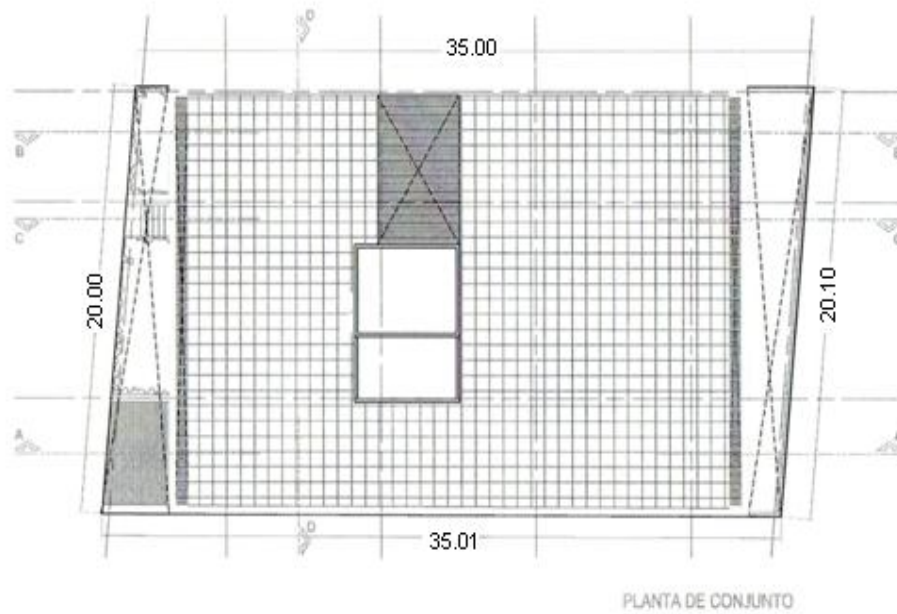


FIGURA 2b. SEMBRADO DE ESTRUCTURAS PLANTA DE CONJUNTO

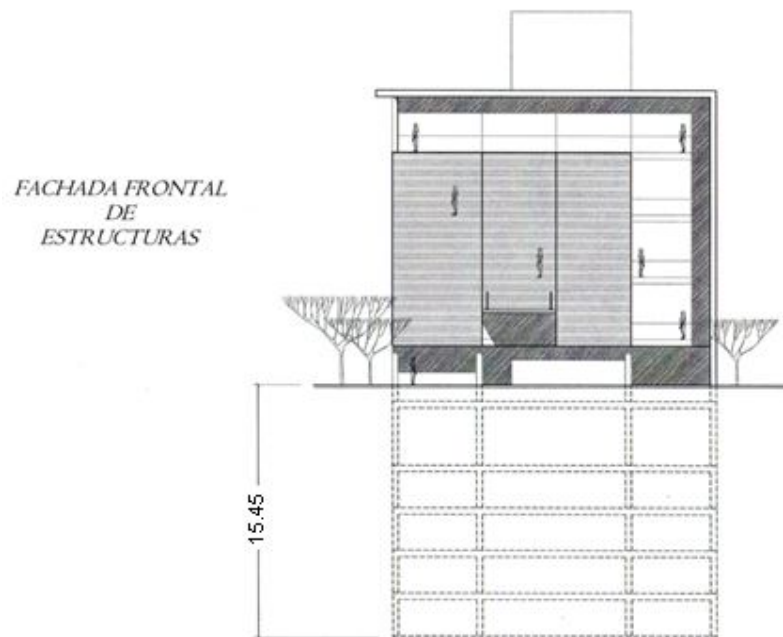
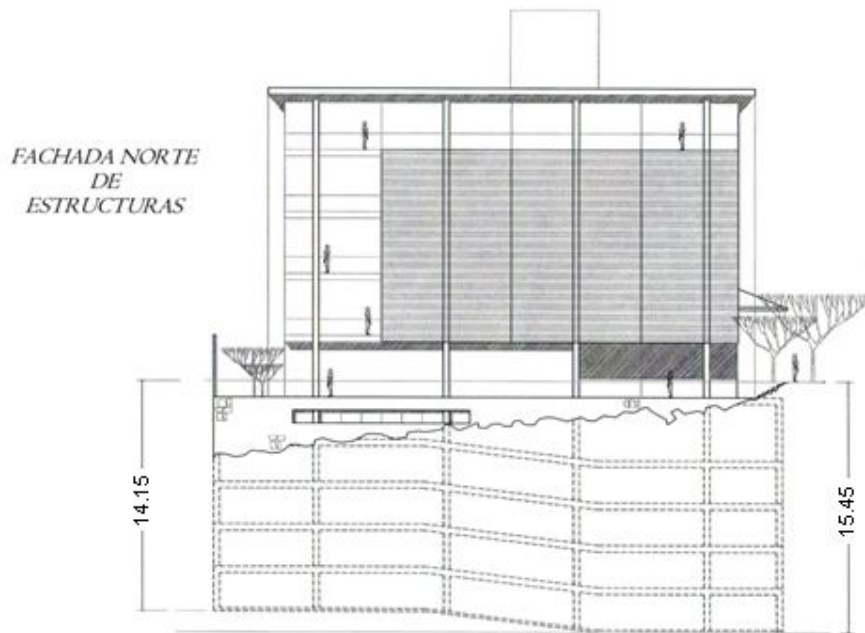


FIGURA 2c Y 2d. CORTES ARQUITECTÓNICOS

1.3 Colindancias y condiciones actuales del predio

Actualmente dentro del predio en estudio se encuentra edificada una casa de tres niveles, la cual cuenta con un semisótano, está ubicada hacia la parte sur del terreno y cubre aproximadamente un 70% del total de su superficie; dicha construcción será demolida en su totalidad.



En la parte posterior y hacia el costado norte, se tiene un área de jardín, donde se encuentran algunos árboles de diámetro y altura considerable, mismos que aunque se encuentran en una franja de terreno externo al predio en estudio, se deberán de tomar en cuenta las previsiones necesarias para mantener su estabilidad y seguridad cuando se realice la excavación necesaria para alojar los sótanos que comprende el proyecto. Ver la siguiente imagen.



VISTA DE ÁRBOLES Y VEGETACIÓN EXISTENTES EN EL COSTADO NORTE DEL TERRENO

Las colindancias del terreno en estudio son las siguientes: hacia el SUR colinda con un edificio de 6 niveles propiedad del Partido Verde Ecologista, destinado para oficinas, al NORTE con una barranca perteneciente al Bosque de Chapultepec y que corresponde a una zona federal, al ORIENTE o parte posterior del predio se tiene un área de jardín; finalmente al PONIENTE colinda con la calle Loma Bonita por donde se tiene el acceso principal al predio.

En la figura 3 se muestra un plano donde se indican las colindancias del predio arriba mencionadas.

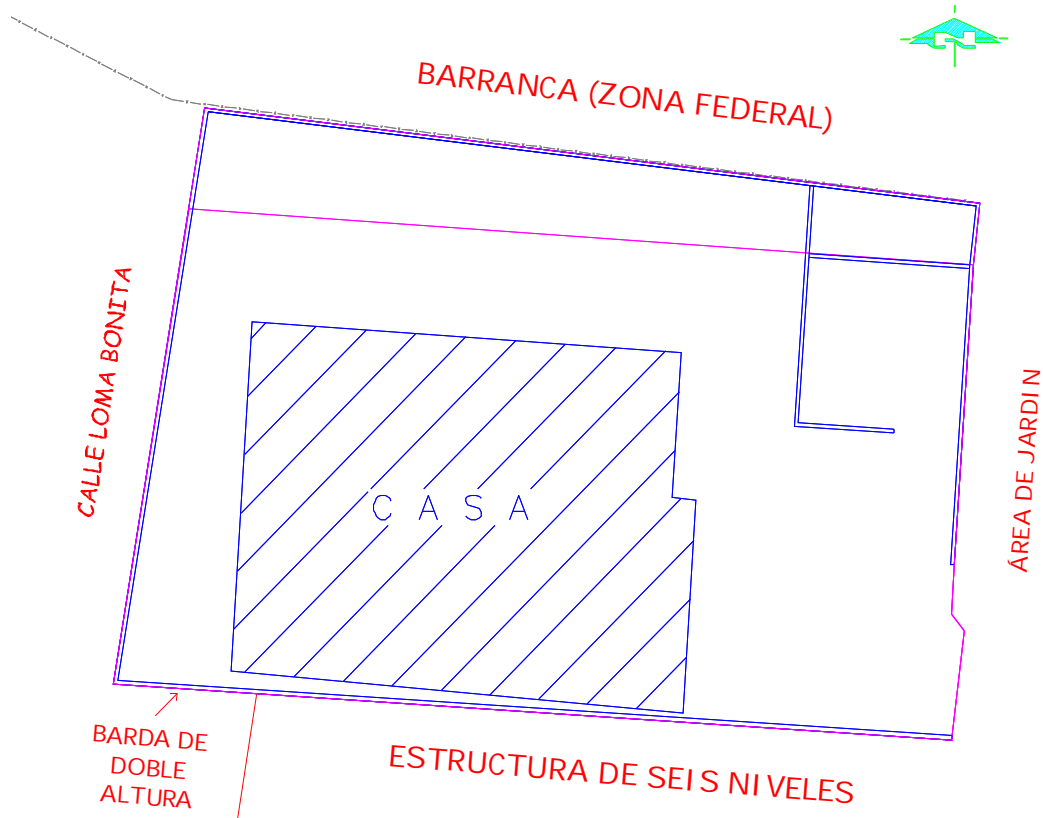


FIGURA 3. COLINDANCIAS DEL TERRENO EN ESTUDIO

1.4 Topografía del sitio de interés

El terreno en estudio cuenta con un área de 780 m² aproximadamente, cuenta con una forma regular y presenta una superficie plana en su parte frontal, y hacia la parte posterior tiene un desnivel descendente promedio de hasta 2.0 m. Lo anterior se puede observar en el plano topográfico del predio mostrado en la figura 4.

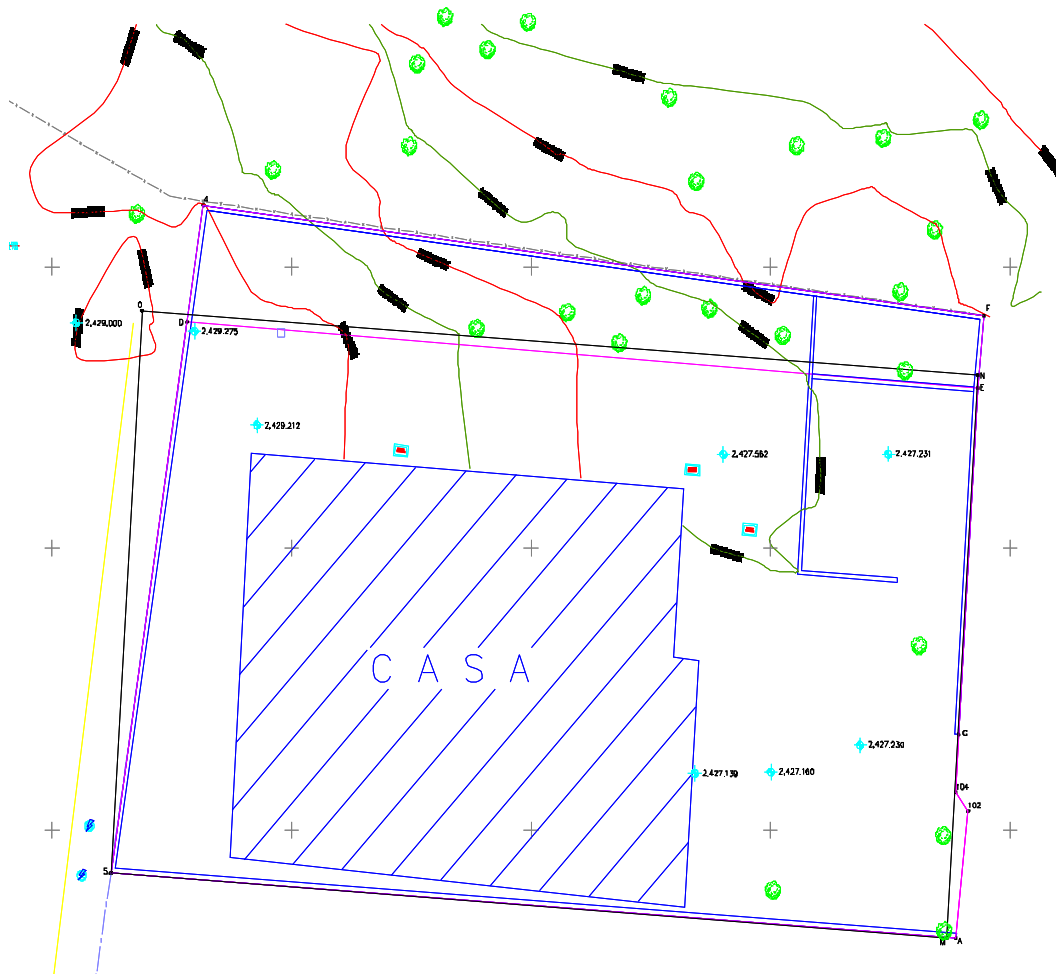


FIGURA 4. PLANO TOPOGRÁFICO

Los objetivos del estudio a realizar son:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de las estructuras, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.
- Determinar el procedimiento constructivo para la excavación que alojará la cimentación y los sótanos que contempla el proyecto.
- Revisar el sistema de contención o del sistema de anclaje que se proponga para mantener estable la excavación requerida para alojar los sótanos y a la cimentación de la estructura.
- Recomendaciones para la protección a colindancias.

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 de alta resistencia y baja deformabilidad.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente.

CAPITULO II. EXPLORACIÓN GEOTECNICA Y ENSAYES DE LABORATORIO.

2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un total de dos sondeos profundos de tipo penetración estándar y se excavaron cinco pozos a cielo abierto.



EXPLORACIÓN DE CAMPO REALIZADA EN EL PREDIO

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

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

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser: representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes y no representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.



MUESTRAS EXTRAIDAS MEDIANTE LA EXPLORACIÓN DE CAMPO

2.2 Pozos a cielo abierto

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos), de la cimentación existente y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detectó hasta máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

En la figura 5 se presenta un croquis del terreno con la ubicación en planta de cada uno de los pozos a cielo abierto excavados y de los sondeos profundos, y en las figuras 6 a 10 se presentan los perfiles de cada uno de los pozos excavados.

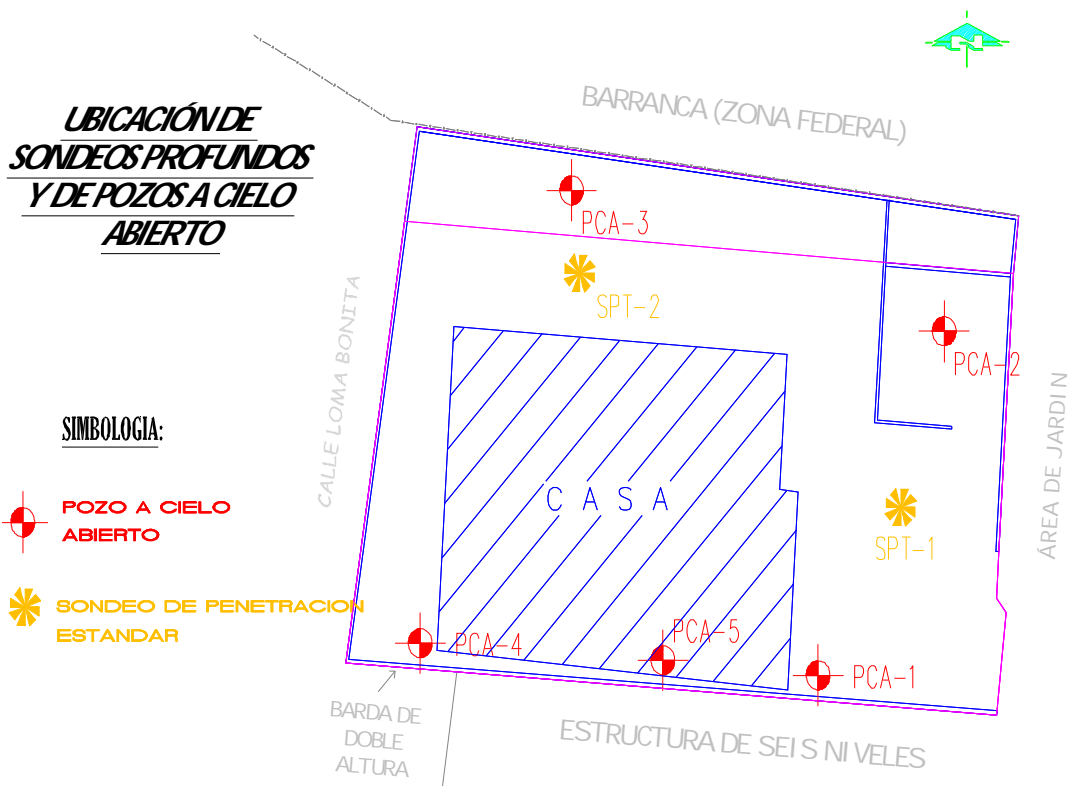


FIGURA 5. LOCALIZACION DE SONDEOS PROFUNDOS Y PCA'S

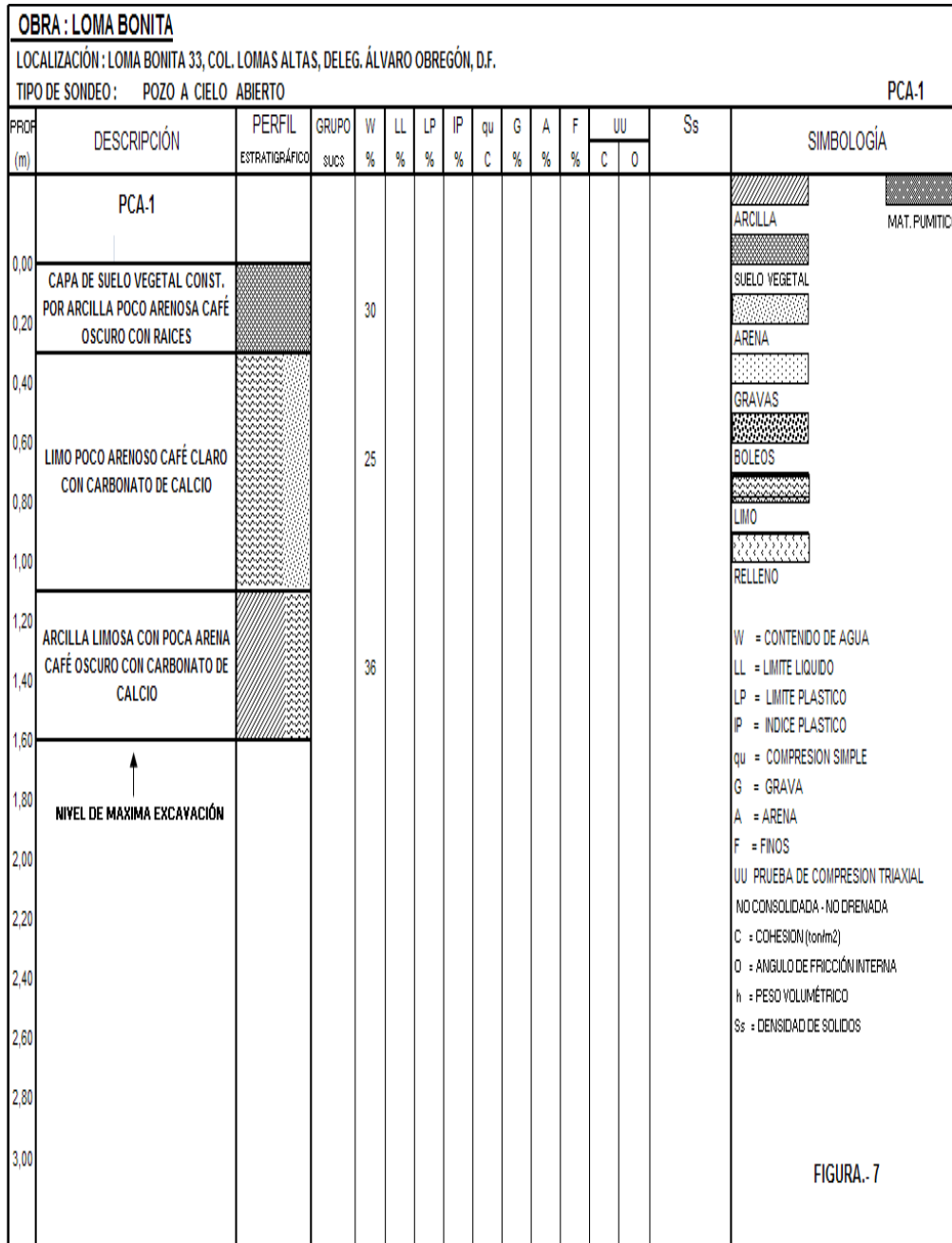


FIGURA 6. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 1

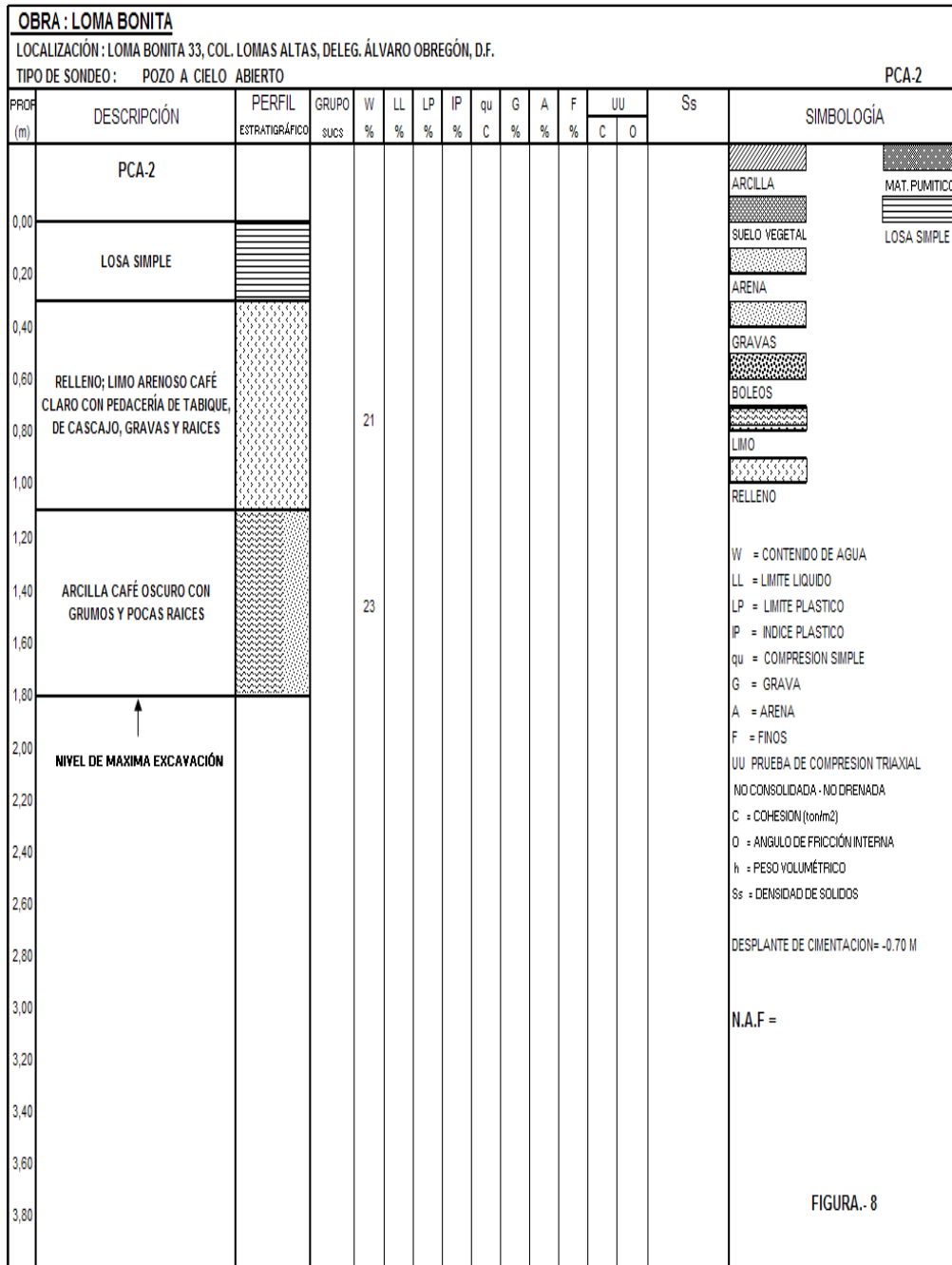


FIGURA 7. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 2

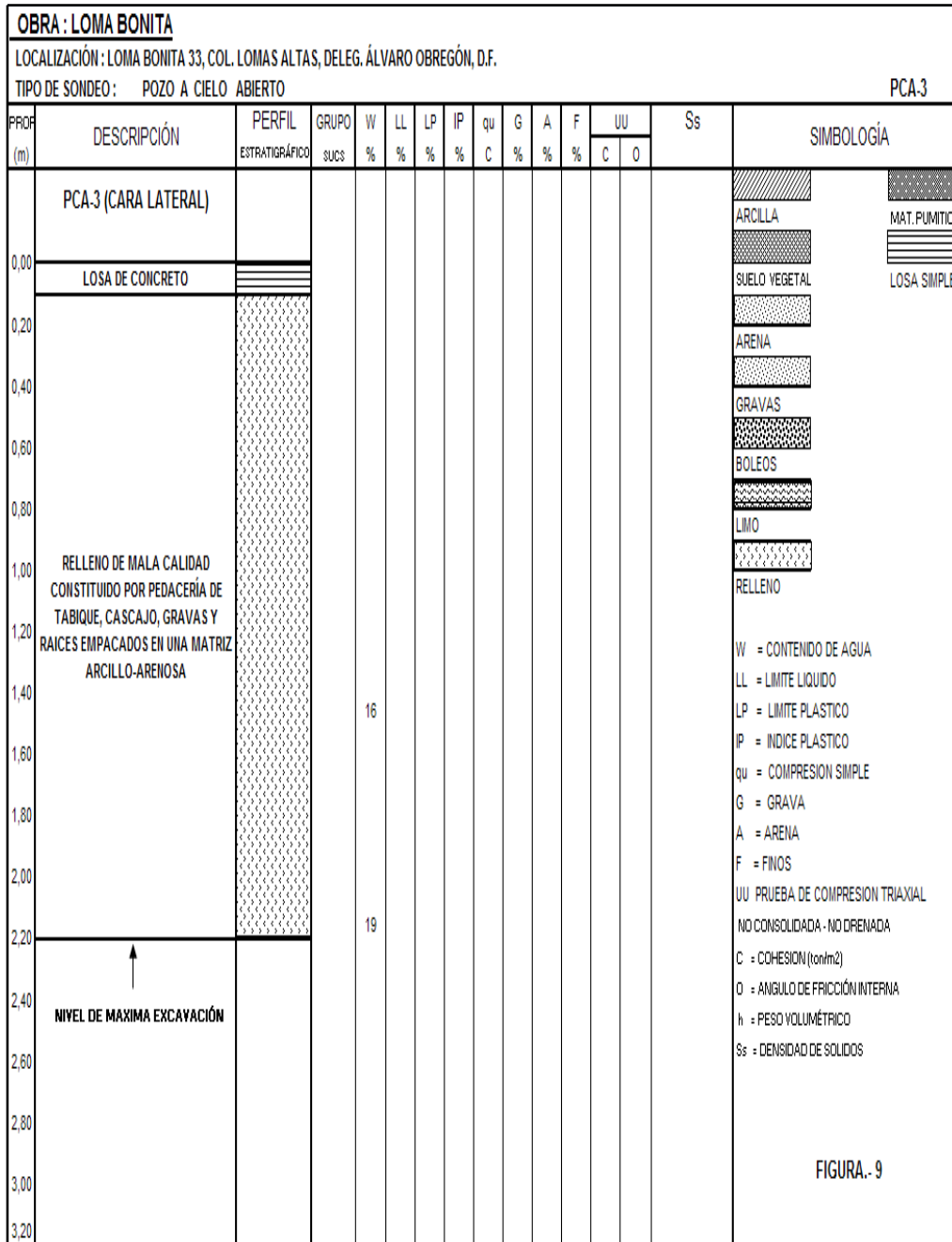


FIGURA 8. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 3

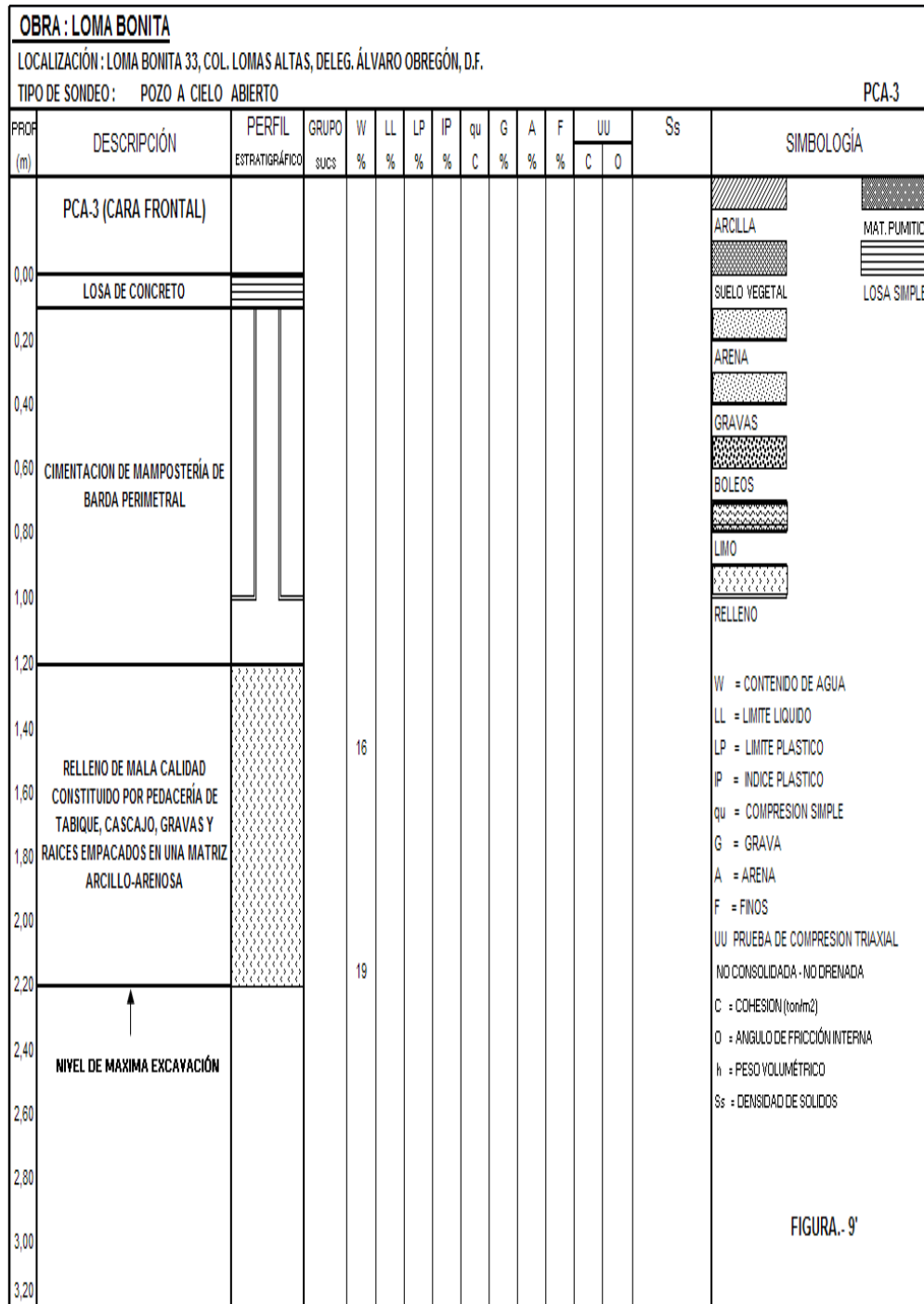


FIGURA 8'. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 3

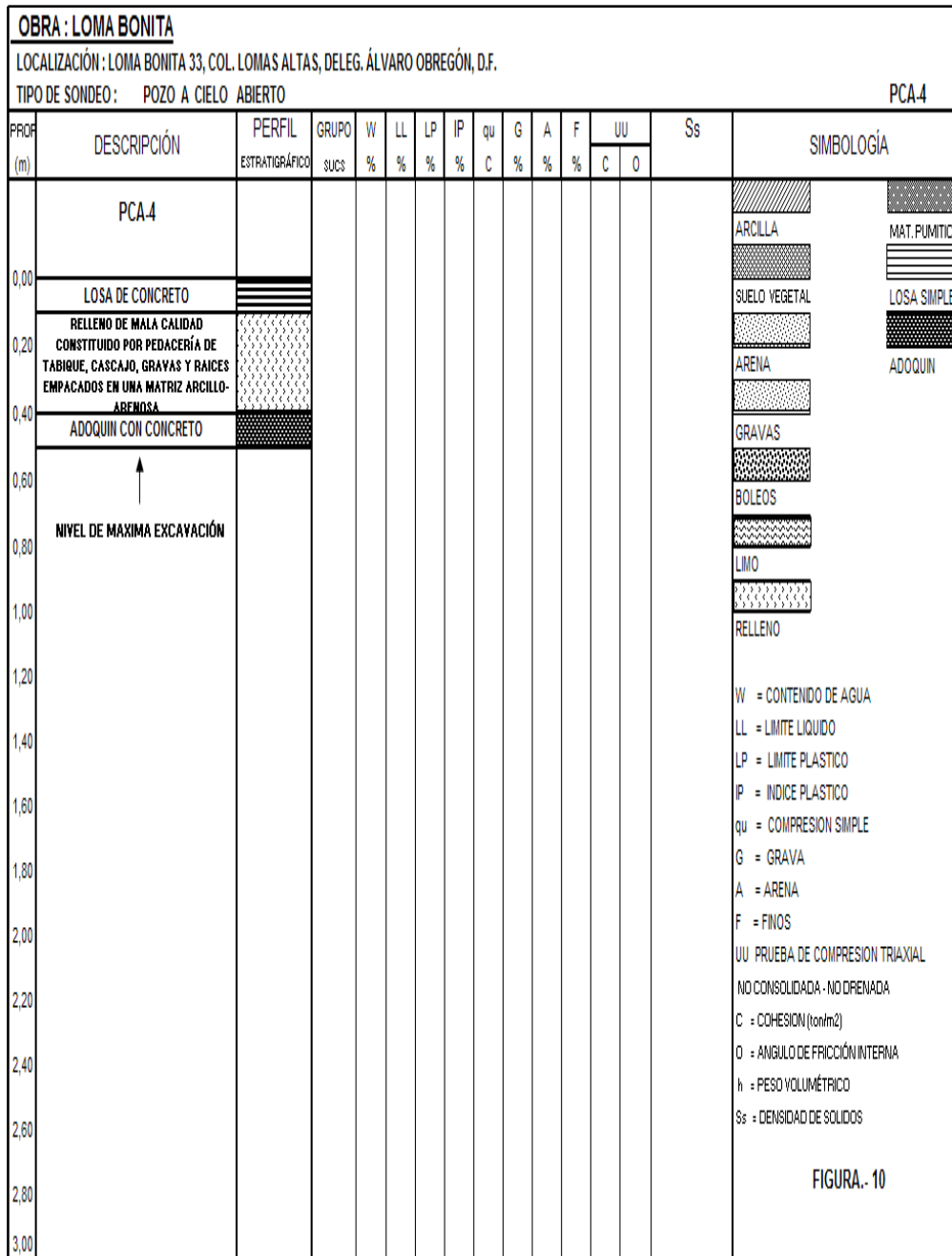


FIGURA 9. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 4

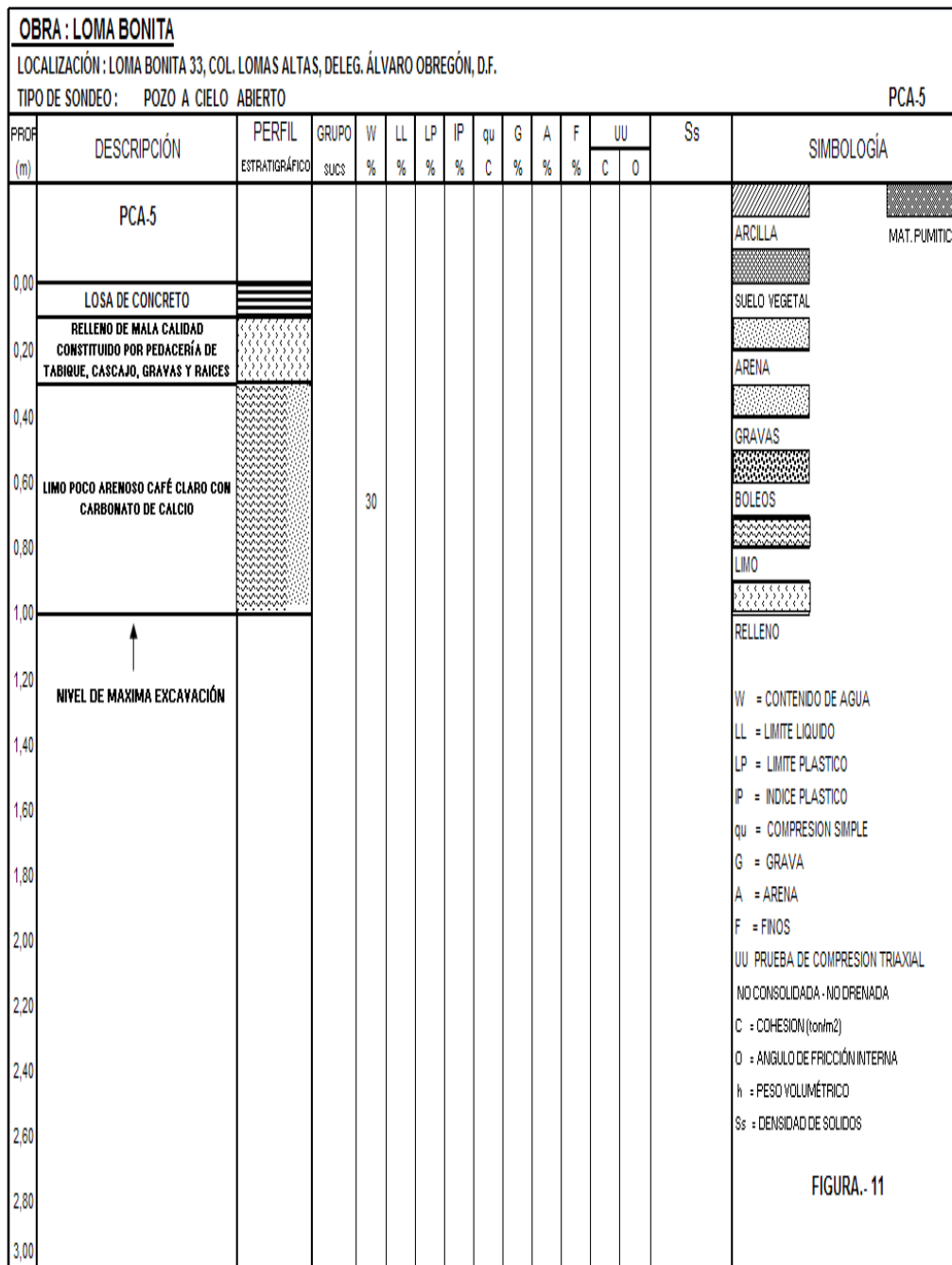


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA – 5

2.3 Sondeo con equipo mecánico

Los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes rellenos y filtración del agua freática, por lo que se requirió hacer dos sondeos profundos que fueron realizados a 30 m de profundidad, con el objeto de completar la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

Los sondeos profundos realizados fueron de tipo penetración estándar con la ubicación que se presenta en la figura 5, y a continuación se presenta en qué consisten dichos sondeos.

2.3.1 Método de penetración estándar

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

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

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

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito. A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la 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 las prueba de penetración estándar.

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

En las figuras 11 y 12 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados, y en las figuras 13 y 14 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos realizados en el interior del predio.

OBRA:		LOMA BONITA No. 33			COORDENADAS: X			Y	Z		
LOCALIZACIÓN:		COL. LOMAS ALTAS			FECHA DE INICIO:		23/01/2009	Hrs.			
POZO No.:		1			TERMINACIÓN:		27/01/2009	Hrs.			
TIPO DE SONDEO:		SPT									
LONGYEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CP% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
1	0,00	0,60	0,60	0,30			3	13	7	T.P.	Limo arenoso con raíces, café claro.
2	0,60	1,20	0,60	0,30			9	43	34	T.P.	Limo arenoso café blanquizo.
3	1,20	1,50	0,30	0,30			23	50/15	-	T.P.	Limo arenoso café claro con carbonato de calcio.
-	1,50	1,80	0,30	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
4	1,80	2,12	0,32	0,28			39	50/17	-	T.P.	Limo arenoso café claro con carbonato de calcio.
-	2,12	2,40	0,28	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
5	2,40	2,75	0,35	0,33			20	50/20	-	T.P.	Limo arenoso café claro con carbonato de calcio.
-	2,75	3,00	0,25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
6	3,00	3,25	0,25	0,25			33	50/10	-	T.P.	Limo arenoso café claro.
-	3,25	3,60	0,35	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
7	3,60	3,85	0,25	0,25			39	50/10	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	3,85	4,20	0,35	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
8	4,20	4,33	0,13	0,13			50/13	-	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	4,33	4,80	0,47	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
9	4,80	5,15	0,35	0,35			35	50/20	-	T.P.	Limo arenoso café claro.
-	5,15	5,40	0,25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
10	5,40	5,70	0,30	0,30			31	50/15	-	T.P.	Limo arenoso café claro.
-	5,70	6,00	0,30	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
11	6,00	6,22	0,22	0,20			37	50/07	-	T.P.	Limo arenoso café claro.
-	6,22	6,60	0,38	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
12	6,60	6,75	0,15	0,15			50	-	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	6,75	7,20	0,45	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
13	7,20	7,43	0,23	0,23			38	50/08	-	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
-	7,43	7,80	0,37	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
14	7,80	8,17	0,37	0,37			21	50/22	-	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
NIVEL FREÁTICO (m): _____					TURNO DE: _____		HRS. _____		PROF. PROYECTO: 20.00 mts. _____		
OBSERVACIONES GENERALES: _____									PROF. REAL: 20.40 mts. _____		
									OPERADOR: Dustano Joaquin. _____		
									SUPERVISOR: _____		
ADEME (m): _____									FECHA: _____		

FIGURA 11. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT - 1

OBRA:		LOMA BONITA No. 33			COORDENADAS: X			Y	Z		
LOCALIZACIÓN:		COL. LOMAS ALTAS			FECHA DE INICIO:			23/01/2009	Hrs.		
POZO No.		1			TERMINACIÓN:			27/01/2009	Hrs.		
TIPO DE SONDEO:		SPT			BOMBA: MOYNO 3L6						
LONGYEAR 34											
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	8,17	8,40	0,23	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
15	8,40	8,79	0,39	0,37			22	50/24	-	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
-	8,79	9,00	0,21	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
16	9,00	9,31	0,31	0,20			20	50/16	-	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
-	9,31	9,60	0,29	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
17	9,60	9,83	0,23	0,23			24	50/8	-	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
-	9,83	10,20	0,37	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
18	10,20	10,35	0,15	0,14			50	-	-	T.P.	Limo arenoso café oscuro.
-	10,35	10,80	0,45	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
19	10,80	11,04	0,24	0,21			23	50/9	-	T.P.	Arena poco cementada limosa café oscuro y blanquizco.
-	11,04	11,40	0,36	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
20	11,40	11,50	0,10	0,10			50/10	-	-	T.P.	Arena cementada limosa café oscuro y blanquizco.
-	11,50	12,00	0,50	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
-	12,00	12,30	0,30	S/R			30	50/15	-	T.P.	Sin recuperación.
-	12,30	12,60	0,30	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
-	12,60	12,63	0,03	S/R			50/3	-	-	T.P.	Sin recuperación.
-	12,63	13,20	0,57	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
21	13,20	13,37	0,17	0,17			40	50/2	-	T.P.	Arena limosa cementada café claro y blanquizco.
-	13,37	13,80	0,43	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
22	13,80	13,90	0,10	0,10			50/10	-	-	T.P.	Arena limosa cementada café claro.
-	13,90	14,40	0,50	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
23	14,40	15,00	0,60	0,45			11	39	13	T.P.	Arena fina limosa café claro.
24	15,00	15,60	0,60	0,28			8	44	39	T.P.	PS. Mm. Arena pumitica gris blanquizco, Pl. Mm. Arena fina limosa café oscuro.
25	15,60	16,20	0,60	0,40			13	43	26	T.P.	Arena fina limosa café claro poco oscura, con arena pumitica en zapata
26	16,20	16,80	0,60	0,40			13	26	16	T.P.	Arena pumitica gris blanquizca.
NIVEL FREÁTICO (m).				TURNO DE:		HRS.		PROF. PROYECTO:			
OBSERVACIONES GENERALES:								PROF. REAL:			
								OPERADOR:			
								SUPERVISOR:			
ADEME (m).								FECHA:			

FIGURA 11. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
27	16,80	17,40	0,60	0,55			8	28	18	T.P.	Arena pumítica gris blanquizca.
28	17,40	18,00	0,60	0,30			15	32	15	T.P.	Arena pumítica gris blanquizca.
29	18,00	18,60	0,60	0,57			7	45	30	T.P.	PS. 45cm. Arena pumítica gris blanquizca, Pl. 12cm. Arena fina limosa café oscuro.
30	18,60	19,20	0,60	0,45			8	44	37	T.P.	Arena fina limosa café oscuro.
31	19,20	19,80	0,60	0,57			13	42	22	T.P.	Arena fina limosa con gravas pumíticas café claro.
32	19,80	20,40	0,60	0,57			12	30	16	T.P.	PS. 50cm. Arena pumítica gris blanquizca, Pl. 07cm. Arena fina limosa con grumos café o.
33	20,40	21,00	0,60	0,15			8	37	26	T.P.	Limo arenoso café oscuro.
34	21,00	21,60	0,60	0,53			7	24	24	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
35	21,60	22,20	0,60	0,50			9	24	8	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
36	22,20	22,57	0,37	0,14			7	50/22	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
-	22,57	22,80	0,23	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
37	22,80	23,40	0,60	0,20			7	3	3	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
39	23,40	24,00	0,60	0,50			2	10	7	T.P.	Arena fina limosa con grumos café oscuro.
39	24,00	24,60	0,60	0,54			8	24	13	T.P.	Arena fina limosa con grumos café oscuro.
40	24,60	25,20	0,60	0,45			7	22	14	T.P.	Arena fina limosa con grumos café oscuro.
41	25,20	25,80	0,60	0,5			8	19	12	T.P.	Arena limosa café oscuro.
42	25,80	26,40	0,60	0,55			11	33	18	T.P.	Arena limosa café oscuro con grumos.
43	26,40	27,00	0,60	0,38			6	30	16	T.P.	Arena limosa café oscuro con grumos.
44	27,00	27,60	0,60	0,55			9	31	18	T.P.	Arena limosa café oscuro con grumos.
45	27,60	28,20	0,60	0,53			13	42	23	T.P.	Arena limosa café oscuro con grumos.
46	28,20	28,80	0,60	0,38			9	35	23	T.P.	Arena limosa café claro con grumos y gravillas.
47	28,80	29,17	0,37	0,37			14	50/22	-	T.P.	Arena limosa con grumos y gravillas café claro.
-	29,17	29,40	0,23	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
48	29,40	29,85	0,45	0,35			20	50/30	-	T.P.	Arena limosa con grumos y gravillas café claro.
NIVEL FREÁTICO (m). _____ TURNO DE: _____ HRS. PROF. PROYECTO: _____ OBSERVACIONES GENERALES: _____ PROF. REAL: _____ 24.00 mts. Pérdida de agua totalmente. _____ OPERADOR: _____ _____ SUPERVISOR: _____ ADEME (m). _____ FECHA: _____											

FIGURA 11. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1

OBRA: LOMA BONITA No. 33		COORDENADAS: X Y Z									
LOCALIZACIÓN: COL. LOMAS ALTAS		FECHA DE INICIO: 28/01/2009 Hrs.									
POZO No. 2		TERMINACIÓN: Hrs.									
TIPO DE SONDEO: SPT											
LONGYEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CP% (DEEPE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	0,00	0,20	0,20	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
1	0,20	0,80	0,60	0,30			4	8	6	T.P.	Limo arenoso café claro (relleno).
2	0,80	1,40	0,60	0,30			5	12	7	T.P.	Limo arenoso café blanquizco (relleno) gravas de tabique rojo.
3	1,40	2,00	0,60	0,45			4	14	12	T.P.	Limo arenoso café blanquizco (relleno) gravas raices v.
4	2,00	2,20	0,20	0,17			15	50/05	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro con carbonato.
-	2,20	2,60	0,40	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
5	2,60	2,90	0,30	0,27			44	50/15	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	2,90	3,20	0,30	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
6	3,20	3,59	0,39	0,37			20	50/24	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	3,59	3,80	0,21	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
7	3,80	4,10	0,30	0,30			25	50/15	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	4,10	4,40	0,30	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
8	4,40	4,65	0,25	0,25			37	50/10	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	4,65	5,00	0,35	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
9	5,00	5,29	0,29	0,29			35	50/14	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	5,29	5,60	0,31	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
10	5,60	5,75	0,15	0,15			50	-	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	5,75	6,20	0,45	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
11	6,20	6,48	0,28	0,28			41	50/13	-	T.P.	Limo arenoso con grumos café claro.
-	6,48	6,80	0,32	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
12	6,80	6,88	0,08	0,08			50/08	-	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con grumos café oscuro.
-	6,88	7,40	0,52	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
13	7,40	7,48	0,08	0,06			50/08	-	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con grumos café oscuro.
-	7,48	8,00	0,52	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
14	8,00	8,10	0,10	0,10			50/10	-	-	T.P.	Arena poco cementada con grumos limosa café oscuro.
NIVEL FREÁTICO (m):		TURNO DE:		HRS.		PROF. PROYECTO:					
OBSERVACIONES GENERALES:						PROF. REAL:					
						OPERADOR:					
						SUPERVISOR:					
ADEME (m):						FECHA:					

FIGURA 12. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2

OBRA:		LOMA BONITA No. 33			COORDENADAS: X			Y	Z		
LOCALIZACIÓN:		COL. LOMAS ALTAS			FECHA DE INICIO:		28/01/2009	Hrs.			
POZO No.		2			TERMINACIÓN:			Hrs.			
TIPO DE SONDEO:		SPT									
LONGYEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	8,10	8,60	0,50	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
15	8,60	8,72	0,12	0,12			50/12	-	-	T.P.	Arena limosa con grumos café oscuro.
-	8,72	9,20	0,48	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
16	9,20	9,29	0,09	0,09			50/09	-	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con grumos café oscuro.
-	9,29	9,80	0,51	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
17	9,80	9,90	0,10	0,05			50/10	-	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con grumos café oscuro.
-	9,90	10,40	0,50	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
18	10,40	10,85	0,45	0,35			15	50	-	T.P.	Arena limosa con gravillas pumíticas, café claro.
-	10,85	11,00	0,15	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
19	11,00	11,04	0,04	0,04			50/11	-	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con gravillas café claro.
-	11,04	11,60	0,56	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
20	11,60	11,98	0,38	0,17			34	50/07	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con gravillas café claro.
-	11,98	12,20	0,22	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
21	12,20	12,40	0,20	0,18			29	50/25	-	T.P.	Arena poco cementada limosa con gravillas café claro.
-	12,40	12,80	0,40	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
22	12,80	13,17	0,37	0,19			38	50/08	-	T.P.	Arena limosa con gravillas café oscuro.
-	13,17	13,40	0,23	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
23	13,40	13,78	0,38	0,36			11	50/07	-	T.P.	PS. Arena limosa con gravillas café claro, Pl. Arena pumítica gris blanquizco.
-	13,78	14,00	0,22	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
24	14,00	14,43	0,43	0,39			13	50/02	-	T.P.	PS. Arena limosa con gravillas pumítica café oscuro, Pl. Arena pumítica gris blanquizco.
-	14,43	14,60	0,17	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
25	14,60	14,98	0,38	0,32			13	50/07	-	T.P.	Arena pumítica gris blanquizco.
-	14,98	15,20	0,22	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
26	15,20	15,65	0,45	0,30			13	50	-	T.P.	Arena pumítica gris blanquizco.
-	15,65	15,80	0,15	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
NIVEL FREÁTICO (m.) _____					TURNO DE: _____		HRS. _____		PROF. PROYECTO: _____		
OBSERVACIONES GENERALES: _____					_____		_____		PROF. REAL: _____		
_____					_____		_____		OPERADOR: _____		
_____					_____		_____		SUPERVISOR: _____		
ADEME (m.) _____					_____		_____		FECHA: _____		

FIGURA 12. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2

OBRA: LOMA BONITA No. 33		COORDENADAS: X		Y	Z
LOCALIZACIÓN: COL. LOMAS ALTAS		FECHA DE INICIO: 28/01/2009		Hrs.	
POZO No. 2		TERMINACIÓN:		Hrs.	
TIPO DE SONDEO: SPT		BOMBA: MOYNO 3L6			
LONGYEAR 34					

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 15 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
27	15,80	16,40	0,60	0,30			11	24	12	T.P.	Arena limosa con gravillas café oscuro.
28	16,40	17,00	0,60	0,35			13	36	23	T.P.	Arena limosa con gravillas café oscuro.
29	17,00	17,60	0,60	0,50			13	27	14	T.P.	PS. Arena limosa café oscuro, Pl. Arena pumítica gris blanquizco.
30	17,60	18,20	0,60	0,46			11	20	15	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
31	18,20	18,80	0,60	0,55			12	21	10	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
32	18,80	19,40	0,60	0,41			11	23	17	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
33	19,40	20,00	0,60	0,53			17	37	25	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
34	20,00	20,60	0,60	0,38			9	29	13	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
35	20,60	21,20	0,60	0,55			11	37	36	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
36	21,20	21,80	0,60	0,42			14	43	27	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café oscuro.
37	21,80	22,15	0,35	0,29			11	50/10	-	T.P.	Limo arenoso café oscuro.
-	22,15	22,40	0,25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)
38	22,40	23,00	0,60	0,49			8	17	9	T.P.	Limo arenoso café oscuro.
39	23,00	23,60	0,60	0,43			11	27	17	T.P.	Limo arenoso café oscuro.
40	23,60	24,20	0,60	0,53			19	47	42	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
41	24,20	24,80	0,60	0,51			21	43	21	T.P.	Limo arenoso con grumos café oscuro.
42	24,80	25,40	0,60	0,54			18	46	29	T.P.	Limo arenoso con gravas café oscuro.
43	25,40	26,00	0,60	0,50			15	35	21	T.P.	Limo arenoso con gravas café oscuro.
44	26,00	26,60	0,60	0,53			20	36	24	T.P.	Arena limosa poco cementado con grumos gravillas, café claro poco o.
45	26,60	27,20	0,60	0,48			23	40	12	T.P.	Arena limosa poco cementado con grumos gravillas, café claro poco o.
46	27,20	27,80	0,60	0,55			18	39	14	T.P.	Arena limosa poco cementada con gravas gravillas café claro poco o.
47	27,80	28,40	0,60	0,46			21	47	20	T.P.	Arena limosa poco cementada con gravas gravillas café claro poco o.
48	28,40	29,00	0,60	0,39			23	45	35	T.P.	Arena limosa poco cementada con gravas gravillas café claro poco o.
49	29,00	29,35	0,35	0,32			25	50/10	-	T.P.	Arena limosa poco cementada con gravas gravillas café claro poco o.
-	29,35	29,60	0,25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16 (carburo)

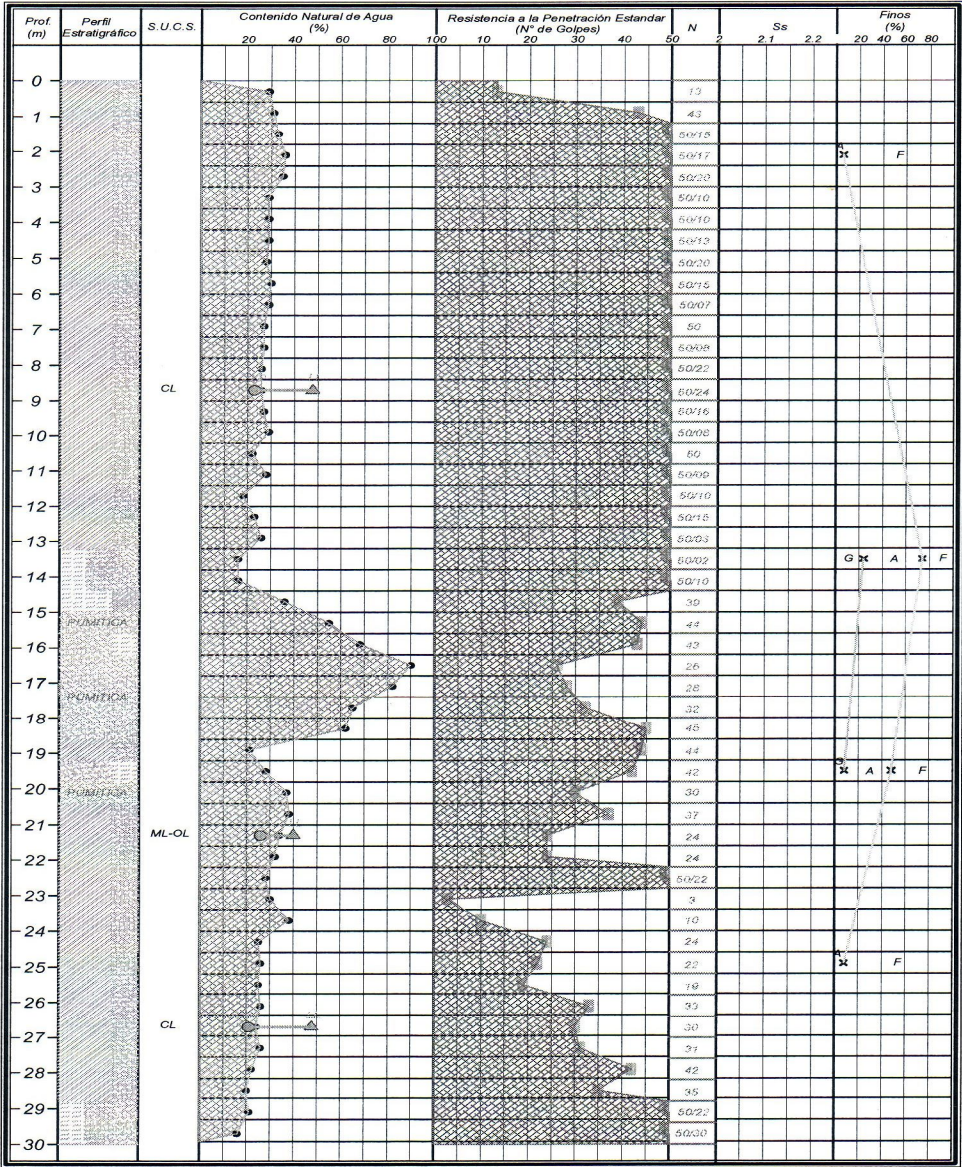
NIVEL FREÁTICO (m): _____	TURNODE: _____	HRS. _____	PROF. PROYECTO: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____	_____	_____	PROF. REAL: _____
_____	_____	_____	OPERADOR: _____
_____	_____	_____	SUPERVISOR: _____
ADEME (m): _____	_____	_____	FECHA: _____

FIGURA 12. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2

M

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA
INGENIEROS CONSULTORES

Obra No: LOMA BONITA No. 33
Localización: COLONIA LOMAS ALTAS
Tipo de Sondeo: SPT-1
Cota: _____ N.A.F.: _____



Simbología:

Conchillas	Limo	Mat. Orgánica	Relleno	Arcilla	Grava	Arena
------------	------	---------------	---------	---------	-------	-------

LP: Límite Plástico LL: Límite Líquido N: Número de golpes para 30 cm No. de golpes/penetración en cm. *: Avance con broca tricónica □: > de 50 golpes Ss: Densidad de sólidos
 G: Grava A: Arena F: Finos

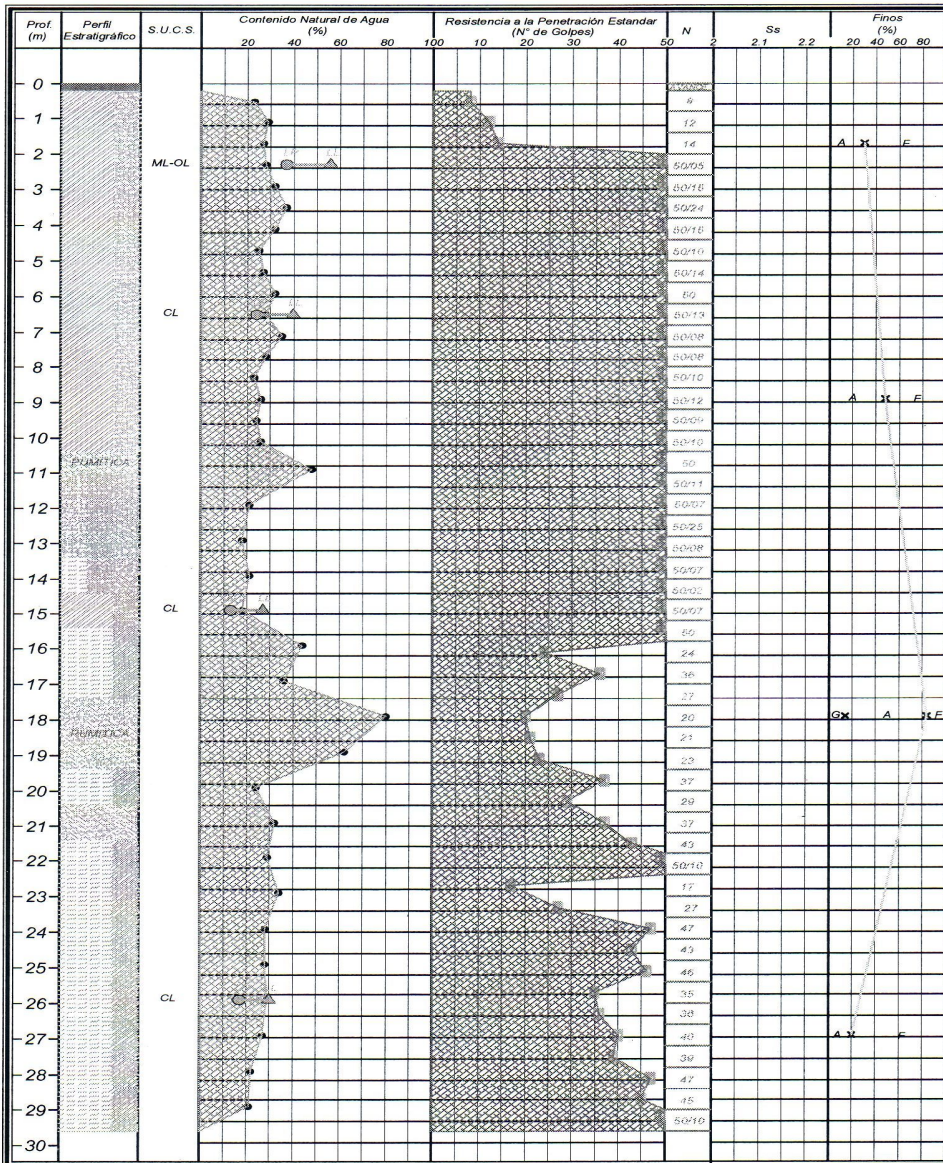
FIGURA No. 14

FIGURA 13. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-1

M

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA
INGENIEROS CONSULTORES

Obra No: LOMA BONITA No. 33
Localización: COLONIA LOMAS ALTAS
Tipo de Sondeo: SPT-2
Cota: _____ N.A.F.: _____



Simbología:

LP \bigcirc LL \triangle N: Número de golpes para 30 cm No. de golpes/penetración en cm
 * : Avance con broca triconica \square : > de 50 golpes
 Ss: Densidad de sólidos
 G: Grava
 A: Arena
 F: Finos

Conchillas
 Limo
 Mat. Orgánica
 Relleno
 Arcilla
 Grava
 Arena

FIGURA No. 15

FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRAFICO SPT-2

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.



EJECUCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO

Granulometría en suelos

Aún hoy, tal parece que todo interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños.

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tiene comportamiento ingenieril más favorable.

Límites de consistencia o de Atterberg

Para medir la plasticidad de las arcillas. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de la arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en el que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios para distinguir sus fronteras. El establecimiento de estas ha de hacerse en forma puramente bajo el nombre general de límites de consistencia.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido.



PRUEBA DE LÍMITE LÍQUIDO

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico.

A continuación se presenta la relación de las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

2.5 Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

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



VISTA DE MUESTRAS ALTERADAS OBTENIDAS DE LOS SONDEOS PROFUNDOS

2.6 Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico

4.- Límites de Consistencia o de Atterberg

5.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

a) Compresión Simple

b) Compresión Triaxial Rápida UU



MUESTRAS ALTERADAS E INALTERADAS OBTENIDAS DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO

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.

De acuerdo con la distribución de tamaño de las partículas del material que pasa el tamiz de 75 mm, el suelo se clasifica como suelo granular si más del 50% es retenido por el tamiz No. 200, o suelo fino si el 50% o más pasa por el tamiz No. 200.

Estos grupos se dividen a su vez en subgrupos; a cada grupo se le asignan símbolos formados por una letra prefijo y un sufijo.

Sistema de clasificación unificado (ASTMD-2487-69). Copyright ASTM. Reimpresa con autorización.

DIVISION PRINCIPAL		SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION		
SUELOS DE GRANOS GRUESOS 50% o más es retenido en el tamiz No. 200	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz No. 4	GW	Gravas bien gradadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si los criterios para GW no se cumplen		
		GP	Gravas y mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos o sin finos			
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava - arena y limo			
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava - arena y arcilla			
	ARTELAG Más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4	GRAVAS CON FINOS	SW	Arenas y arenas gravosas bien gradadas con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Superior a 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si no se cumplen los criterios para SW	
			SP	Arenas y arenas gravosas mal gradadas con pocos finos o sin finos		
		ARENAS CON FINOS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo	Límites de Atterberg localizados bajo la línea "A" o índice de plasticidad inferior a 4. Para los límites de Atterberg localizados en el área sombreada se debe clasificar utilizando símbolos dobles. Límites de Atterberg sobre la línea "A" e índice de plasticidad superior a 7.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
						GRAFICO DE PLASTICIDAD Para la clasificación de los suelos limos y de la fracción fina de los suelos gravosos. Los límites de Atterberg situados en el área sombreada corresponden a la clasificación de frontera y requieren símbolos dobles. Ecuación de la línea A: $IP = 0.73(UL - 20)$
SUELOS DE GRANOS FINOS 50% o más pasa por el tamiz No. 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido de 50% o inferior	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas	Para la identificación visual y manual, véase ASTM norma D 2488		
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla			
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido superior a 50%	MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos mixtos o de diatomeas limos elásticos			
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas			
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media			
Suelos altamente orgánicos	PT	Turba, estiércol y otros suelos altamente orgánicos				

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 triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU) y de compresión axial no confinada.



REALIZACIÓN DE PRUEBA TRIAXIAL

Compresión triaxial rápida, UU

Este ensayo tiene aplicación en los análisis de estabilidad a corto plazo de obras construidas con o sobre depósitos de arcilla en los que se considera que el tiempo transcurrido hasta el final de la construcción es insuficiente para la disipación del exceso de presión intersticial. Tales obras por lo general incluyen pequeños terraplenes, taludes artificiales, muros de contención y cimentaciones de edificaciones.

La resistencia no drenada de una arcilla se obtiene con muestras de suelo sometidas a condiciones no drenadas durante todo el ensayo, donde no se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de cámaras ni durante la aplicación del desviador de esfuerzos. En la figura 15 se muestra la forma típica de las curvas de esfuerzo-deformación unitaria que se obtiene con muestras inalteradas en arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas. Las deformaciones en la falla a menudo están en el rango del 2% al 5%, pero pueden ser tan altas como el 30% en el caso de arcillas con cantos rodados y suelos remoldeados.

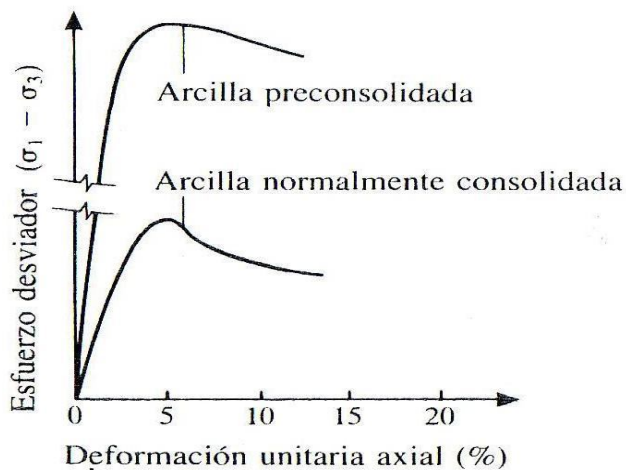


FIGURA 15. RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA EN ENSAYOS NO DRENADOS CON MUESTRAS DE ARCILLA INALTERADA.

En la figura 16 muestra los correspondientes círculos de esfuerzos de Mohr, la tangente común a estos círculos define la envolvente de falla del suelo, la cual en este caso es horizontal y entonces $\Phi_u = 0$; El intercepto con el eje vertical de esfuerzos cortantes define la cohesión no drenada c_u .

Las muestras se fallan de manera convencional, en la cual σ_3 se mantiene constante y σ_1 se incrementa. Puesto que el desviador de esfuerzos en la falla es independiente de la presión de cámara, se obtiene el mismo resultado sin importar la trayectoria de esfuerzos que se siga. Por tanto, los parámetros no drenados en esfuerzos totales son únicos e independientes del procedimiento del ensayo utilizado para medirlos. Éste es un resultado particularmente importante puesto que significa que un elemento de suelo en el campo donde la trayectoria de esfuerzos en la falla es mucho más compleja con σ_1 y σ_3 variables, se tendrá el mismo valor de c_u y $\Phi_u = 0$, lo cual sugeriría que cuando los esfuerzos cambien y probablemente causen la falla en condiciones no drenadas, el análisis de estabilidad puede hacerse en términos del esfuerzo total.

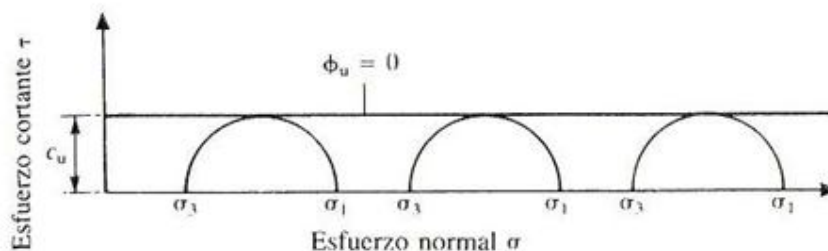


FIGURA 16. ENVOLVENTE DE FALLA EN ENSAYOS NO DRENADOS SOBRE ARCILLAS SATURADAS.

A continuación se muestran algunas de las pruebas de laboratorio

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: LOMA BONITA NO. 33								
SONDEO: <u>SPT - 1</u> FECHA: <u>01-feb-09</u>								
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0,00 0,60	457	3,50	102,00	80,00	28,76		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
2	0,60 1,20	503	3,50	114,20	88,30	30,54		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
3	1,20 1,50	505	3,50	115,20	87,70	32,66		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
4	1,80 2,15	316	3,50	113,00	84,10	35,86		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
5	2,40 2,75	489	3,50	106,00	79,40	35,05		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
6	3,00 3,25	370	3,60	121,80	95,40	28,76		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
7	3,60 3,85	508	3,50	122,90	96,20	28,80		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
8	4,20 4,33	562	3,50	101,10	78,90	29,44		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
9	4,80 5,15	534	3,50	104,30	82,50	27,59		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
10	5,40 5,70	198	3,50	123,50	96,10	29,59		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
11	6,00 6,22	454	3,50	95,40	74,60	29,25		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
12	6,60 6,75	514	3,50	115,00	91,40	26,85		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
13	7,20 7,43	344	3,40	98,00	77,70	27,32		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
14	7,80 8,17	428	3,40	97,80	78,10	26,37		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: LOMA BONITA NO. 33

SONDEO: SPT - 2

FECHA:

01-feb-09

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+tt	Ws+tt	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0,20 0,80	522	3,50	87,30	71,80	22,69		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
2	0,80 1,40	545	3,50	83,60	65,50	29,19		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
3	1,40 2,00	523	3,50	81,50	64,90	27,04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
4	2,00 2,20	411	3,60	74,60	59,10	27,93		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
5	2,60 2,90	312	3,40	97,20	74,20	32,49		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
6	3,20 3,59	417	3,50	111,20	82,30	36,68		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
7	3,80 4,10	324	3,60	97,00	74,50	31,73		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
8	4,40 4,65	405	3,50	94,40	76,20	25,03		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
9	5,00 5,29	519	3,50	90,30	72,10	26,53		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
10	5,60 5,75	416	3,50	98,80	75,80	31,81		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
11	6,20 6,48	446	3,50	70,20	55,60	28,02		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
12	6,80 6,88	322	3,50	78,20	58,90	34,84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
13	7,40 7,48	378	3,50	60,30	48,00	27,64		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
14	8,00 8,10	336	3,40	91,40	74,90	23,08		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: LOMA BONITA NO. 33

SONDEO: PCA - 1

FECHA:

01-feb-09

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
BOLSA	0,00 0,30	410	3,60	83,80	65,50	29,56		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA Y RAICILLAS
BOLSA	0,30 1,10	495	3,50	98,80	79,60	25,23		LIMO POCO ARCILLOSO BLANQUISCO CON POCA ARENA FINA
BOLSA	1,10 1,60	440	3,50	93,50	69,60	36,16		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: LOMA BONITA NO. 33

SONDEO: PCA - 2

FECHA: _____

01-feb-09

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
BOLSA	0,30 1,15	489	3,50	94,10	78,30	21,12		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA Y FRAG. DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
BOLSA	1,15 1,80	534	3,50	108,60	88,70	23,36		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: LOMA BONITA NO.33

SONDEO: PCA - 3

FECHA:

01-feb-09

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
BOLSA	1,50	491	3,50	123,50	106,70	16,28		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA Y FRAG. DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
BOLSA	2,40	512	3,50	93,10	79,10	18,52		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: LOMA BONITA NO. 33

SONDEO: PCA - 5

FECHA: 01-feb-09

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+tt	Ws+tt	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
BOLSA	0,30 1,00	551	3,50	90,70	70,50	30,15		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

ORDENANCIA: LOMABONITA NO. 33

PROYECTO N°: SPT-1 MUESTRA: 15 PROF.: 8.40-8.79 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	35	17,10	12,60	2,20	43,27
32	14	16,90	12,36	2,30	45,13
24	74	14,80	10,76	2,30	47,75
16	48	15,50	10,99	2,20	51,31

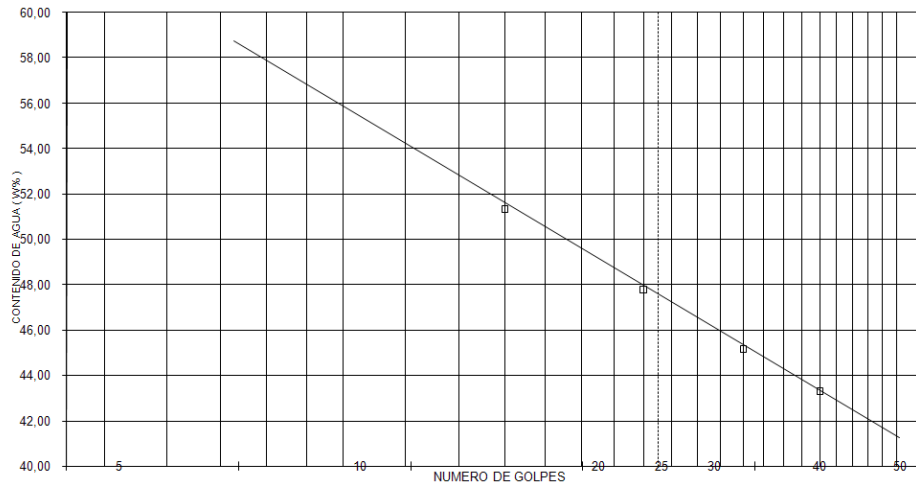
LIMITE PLASTICO

	50	6,40	5,60	2,20	23,53
	113	6,60	5,80	2,30	22,86

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
47,50	23,19	24,31	CL



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: LOMA BONITA NO. 33

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT - 1	4	1.80 - 2.15	84,10	8,60	3,50	80,60	75,50	93,67
	40	24.60 - 25.20	76,70	9,50	3,50	73,20	67,20	91,80

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: LOMA BONITA NO. 33

SONDEO N°: SPT-2 MUESTRA: 4 PROF.: 2.00-2.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	123	19.00	13.00	2.10	55.05
24	25	18.50	12.60	2.10	56.19
16	26	18.00	12.20	2.20	58.00
8	6	18.90	12.60	2.20	60.58

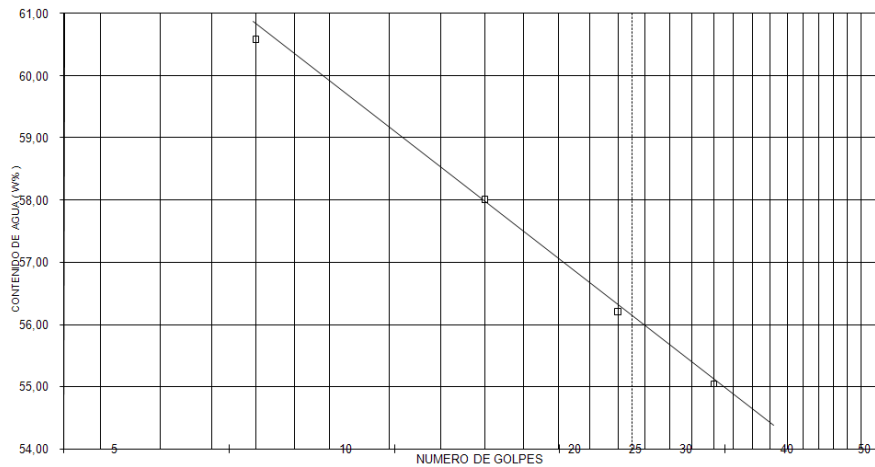
LIMITE PLASTICO

70	6.20	5.20	2.60	38.46
65	6.60	5.60	2.80	35.71

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	56.00	37.09	18.91	ML-OL



PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: LOMA BONITA NO. 33

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT - 2	3	1.40 - 2.00	64,90	22,40	3,50	61,40	42,50	69,22
	15	8.60 - 8.72	84,10	42,70	3,50	80,60	41,40	51,36
	34	26.40 - 27.00	77,20	18,70	3,50	73,70	58,50	79,38

CAPITULO III. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.

3.1 CARACTERISTICAS DELSUBSUELO

De conformidad con la zonificación geotécnica del Valle de México, el sitio en estudio se localiza en la zona denominada geotécnicamente de Lomas o Pétreas, que está formada por las serranías que limitan a la cuenca poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste, en las sierras predominan tobos compactas y aglomerados de cementación variable, depósitos de origen fluvial, glacial y aluviones. Ver figura 17.

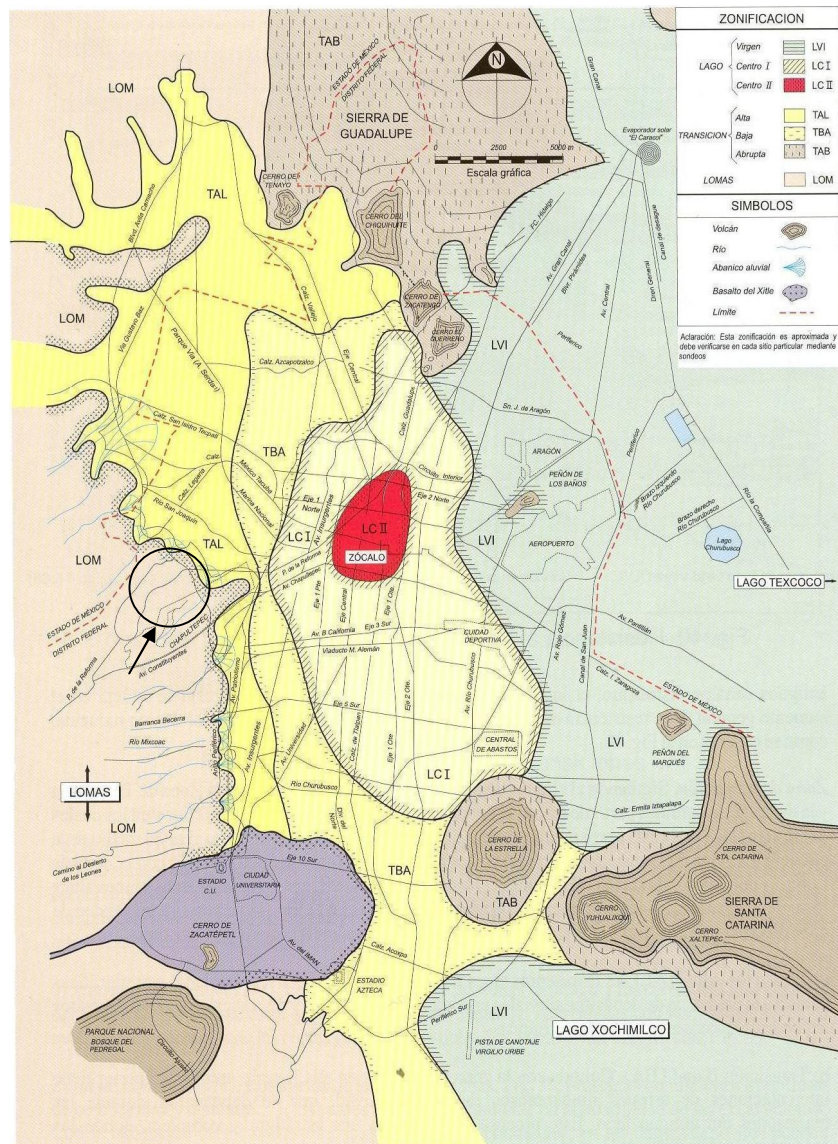


FIGURA 17. ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

3.2 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 zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la 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 arcillosas y lahares principalmente. Las estructuras de la formación Tarango están formadas por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, surcado superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente-poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

Los materiales que constituyen al subsuelo en esta zona son producto de la depositación de abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces. Comprenden la acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de diferentes aparatos volcánicos durante la vida explosiva de estos. Como tal actividad se desarrolló a partir de fines del Mioceno y se extendió hasta aproximadamente mediados del Plioceno, los citados abanicos provienen de esta misma edad.

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados por capas de erupciones pumíticas.

En particular el sitio de interés se encuentra al borde de una barranca perteneciente al Bosque de Chapultepec, y de acuerdo al sondeo profundo realizado y al levantamiento geológico superficial realizado, los depósitos del subsuelo están constituidos por materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas areno-arcillosas poco limosas, y arenas limo-arcillosas de consistencia dura y contenido natural de agua medio de 40%, e índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes hasta una profundidad de 16 m, habiéndose encontrado materiales pumíticos entre las profundidades de 15.0 y 20.0 m, pero no se detecto ningún indicio de cavidades subterráneas.

En función de lo anterior se considera que 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 baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura que ocasionaría su inestabilidad,

sin embargo se recomienda realizar otros sondeos de verificación sin muestreo para ratificar lo anterior, una vez alcanzados los niveles de máxima excavación.

3.3 Características estratigráficas y físicas del subsuelo

La zona de interés se encuentra al sur-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 17), y de acuerdo a ésta le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16.

En particular en la zona de interés se depositaron lahares constituidos por materiales andesíticos con porcentajes variables de grava, arena, limo y boleos, en estado muy compacto.

De acuerdo a los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo, a los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio que se efectuaron en las muestras que se extrajeron de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto realizados en el sitio de interés la estratigrafía general es la siguiente:

En la zona nor-poniente del predio, se tiene superficialmente y con un espesor medio de 2.6 m materiales de relleno de mala calidad constituidos por material de escombros, cascajo, pedacería de tabique, plásticos y raíces, empacados en una matriz arcillo-arenosa, de color café grisáceo, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 8 y 14 golpes; enseguida y hasta 10.50 m de profundidad media existe un estrato de arcilla poco limosa café grisáceo con escasa arena fina, de compactación muy compacta, con contenido de agua variable de 22 a 36%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable mayor a 50 golpes; posteriormente y hasta 16.0 m se encuentran tobas volcánicas constituidas por limos y arcillas con poca arena fina y con gravas de hasta 1", con un contenido de agua variable entre 16 y 61%, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.

Subyaciendo a estos materiales y hasta 20.5 m de profundidad se detectó una arena fina, media y gruesa de tipo pumítica limosa gris claro, con contenido de agua variable entre 20 a 82% y con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 20 y 45 golpes, de compactación mediana a alta; enseguida se detectó hasta la profundidad de 29.0 m, se tiene un estrato de arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con contenidos de agua variable entre 22 y 54%, con índice de resistencia a la penetración estándar de entre 3 y 45 golpes.

Finalmente entre 29.0 y 30 m que fue la máxima profundidad explorada, se detectaron materiales muy resistentes, (toba volcánica), constituida por limo arenoso café; con contenido de agua promedio de 20%, de compactación

compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.

A continuación se presenta la descripción de la estratigrafía encontrada en cada uno de los sondeos realizados:

DESCRIPCION DEL SONDEO (SPT-1)

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.20	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de agua variable de 29 a 31% de consistencia firme a dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 13 a 43 golpes.
1.20 – 2.40	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, contenido de agua variable de 33 a 36%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, con una granulometría de 94% de finos y 6% de arenas.
2.40 – 6.60	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 28 a 35%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
6.60 – 8.40	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 26 a 27%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
8.40 – 9.00	Arcilla poco limosa café con poca arena fina; con contenido de humedad de 26%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de limite liquido igual a 48% y limite plástico de 23% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
9.00 – 13.20	Arcilla poco limosa café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 18 a 29%; de consistencia dura; índice de resistencia a la

	penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
13.20 – 13.80	Limo arenoso fino café grisáceo claro, con contenido de agua de 16% de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; con una granulometría de 26% de finos, 51% de arenas y 23% de gravas.
13.80 – 14.40	Limo arenoso fino café grisáceo claro, contenido de agua de 16%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
14.40 – 15.00	Limo poco arcilloso café claro con poca arena fina, con contenido de humedad de 36%, de compacidad compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 39 golpes.
15.00 – 15.60	Arena fina y media pumítica gris claro; con contenido de humedad variable de 24 a 54%, de compacidad compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 44 golpes.
15.60 – 16.20	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina; con contenido de humedad variable de 25 a 68%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 43 golpes.
16.20 – 18.60	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro; con un contenido de humedad variable de 62 a 90%; de compacidad media a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 26 a 45 golpes.
18.60 – 19.20	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad de 21%; de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 44 golpes.
19.20 – 19.80	Arena fina y media poco limosa café oscuro; con contenido de humedad de 28%; de compacidad compacta; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de 42 golpes, con una granulometría de 53% de finos, 46% de arenas y 1% de gravas.

19.80 – 20.40	Arena fina media y gruesa pumitica gris claro, con contenido de humedad de 37%; de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 30 golpes.
20.40 – 21.00	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad de 38%; de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 37 golpes.
21.00 – 21.60	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 29 a 34%; de consistencia muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 24 golpes, de limite liquido igual a 40% y limite plástico de 26% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML-OL.
21.60 – 22.80	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 28 a 32%; de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 24 a más de 50 golpes.
22.80 – 24.60	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 25 a 38%; de consistencia blanda a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 a 24 golpes.
24.60 – 25.20	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad de 27%; de consistencia muy firme; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de 22 golpes, con una granulometría de 92% de finos y 8% de arenas.
25.20 – 26.40	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 25 a 26%; de consistencia muy firme a dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 a 33 golpes.
26.40 – 27.00	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina; con un contenido de humedad de 24%; de consistencia muy firme, índice de resistencia a la

penetración estándar (IRPE) de 30 golpes, de limite líquido igual a 48% y limite plástico de 21% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.

27.00 – 28.80

Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 20 a 26%; de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 31 a 42 golpes.

28.80 – 30.00

Limo arenoso fino café claro; con un contenido de humedad variable de 16 a 21%; de compactación muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

DESCRIPCION DEL SONDEO (SPT-2)

Profundidad
(m)

Descripción

0.20 – 1.40

Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de agua variable de 23 a 29% de consistencia media a firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 a 12 golpes.

1.40 – 2.00

Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, contenido de agua de 27%, de consistencia firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes, con una granulometría de 69% de finos y 31% de arenas.

2.00 – 2.60

Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de humedad de 28%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de limite líquido igual a 56% y limite plástico de 37% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML-OL.

2.60 – 6.20

Arcilla poco limosa café grisáceo claro con escasa arena fina, con contenido de humedad

	variable de 25 a 37%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
6.20 – 6.80	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina; con contenido de humedad de 28%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de limite liquido igual a 40% y limite plástico de 24% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
6.80 – 8.60	Arcilla poco limosa café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 23 a 35%; de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
8.60 – 9.20	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, con contenido de agua de 27% de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; con una granulometría de 51% de finos y 49% de arenas.
9.20 – 10.40	Arcilla poco limosa café con poca arena fina, contenido de agua variable de 24 a 26%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
10.40 – 11.60	Arena fina media y gruesa pumitica gris claro, con contenido de humedad medio de 48%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
11.60 – 13.40	Limo café con arena fina y gravillas; con contenido de humedad variable de 18 a 21%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
13.40 – 14.60	Limo arenoso café con gravas hasta 1"; con contenido de humedad medio de 21%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia

	a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
14.60 – 15.80	Arcilla poco limosa café con poca arena fina y gravillas; con un contenido de humedad medio de 18%; de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de límite líquido igual a 27% y límite plástico de 13% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
15.80 – 17.60	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 37 a 74%; de compacidad media a compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 24 a 36 golpes.
17.60 – 18.20	Arena fina, media y gruesa pumítica café; con contenido de humedad de 80%; de compacidad media; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de 20 golpes, con una granulometría de 15% de finos, 70% de arenas y 15% de gravas.
18.20 – 19.40	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro, con contenido de humedad de 62%; de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 a 23 golpes.
19.40 – 20.60	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad medio de 24%; de compacidad media a compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 29 a 37 golpes.
20.60 – 21.80	Arena fina, media y gruesa limosa café, con un contenido de humedad variable de 32 a 35%; de compacidad compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 37 a 43 golpes.
21.80 – 25.40	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 28 a 34%; de compacidad media a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 a más de 50 golpes.

25.40 – 26.00	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con un contenido de humedad de 29%; de compacidad compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 35 golpes, de limite líquido igual a 30% y limite plástico de 17% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
26.00 – 27.20	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad medio de 27%; de compacidad compacta; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de 36 a 40 golpes, con una granulometría de 79% de finos y 21% de arenas.
27.20 – 30.00	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con contenido de humedad variable de 21 a 22%; de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 39 a más de 50 golpes.

El nivel freático no se detectó con respecto al nivel del terreno actual y en la fecha en que se realizó la exploración y hasta la máxima profundidad explorada, sin embargo se puede tener la posibilidad de filtraciones de tuberías de predios colindantes o inclusive de los colectores que pasan por las vías públicas.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona I de Lomas o Pétreas.

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

CAPITULO IV. DISEÑO GEOTECNICO.

4.1 ANALISIS DE CIMENTACION

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo y las del proyecto arquitectónico se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será resuelta mediante pilas rectas circulares empotradas 1.5 m en el estrato resistente (mayor de 50 golpes) formado por limo arenoso, debido a que una cimentación mediante zapatas provocaría dimensiones muy grandes, y podrían generar agrietamientos en la estructura y en sus acabados, debido a la reducción de la resistencia que presenta las arenas pumíticas poco limosas que se encontraron entre 15 y 20 m de profundidad.

4.2 Alternativa mediante pilas

A continuación se presentan los resultados de los análisis de la cimentación mediante pilas:

Es importante considerar que en la zona norte del predio existe una barranca y la cual fue rellenada en su parte superior con materiales de mala calidad a volteo con espesor medio de 2.2 m, profundidad a la que se encuentran los depósitos resistentes de baja compresibilidad detectados en la zona donde se ejecuto el sondeo SPT-2 (zona de rellenos) y el pozo a cielo abierto PCA-3, y tomando en cuenta la excavación requerida a 16.4 m donde se tienen arenas de tipo pumítico, aunado a que se transmitirán cargas de magnitud importante, se juzga que una cimentación resuelta mediante pilas rectas circulares apoyadas a 30 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta (como se ilustra en la figura 18), empotrándose 1.5 m dentro de los materiales resistentes con más de 50 golpes por debajo de los depósitos pumíticos, tendrá un comportamiento admisible ante las cargas solicitadas, que cumplirá las condiciones de operación de la estructura proyectada.

Dado que las condiciones de operación de la estructura requieren que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten con valores reducidos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio es el que regirá el diseño de la cimentación.

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, de tal manera que se empotren 1.5 m en los materiales resistentes.

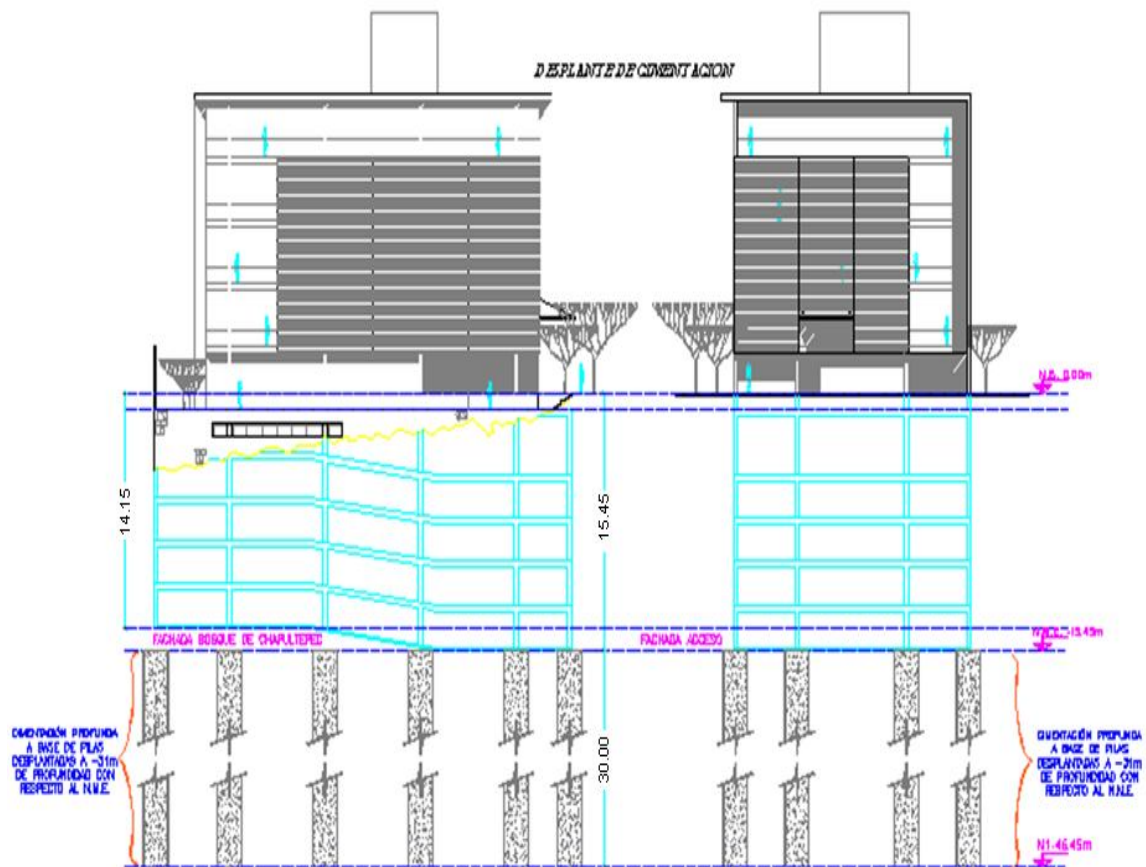


FIGURA 18. CIMENTACIÓN

4.2.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga del suelo de apoyo se determino aplicando la siguiente expresión:

$$Q_p = Q_a + Q_f$$

Donde:

Q_a: Capacidad de carga admisible por punta

Q_f: Capacidad de carga por fricción

a) Capacidad de carga admisible por punta

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- friccionantes y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

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

Donde:

- Qa: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
- C: Cohesión de apoyo en ton/m².
- F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- P_v: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².
- A_b: área transversal de la base de las pilas, en m².
- 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, ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N''q = N_{qmin} + (N_{qmax} - N_{qmin}) L_e / L_{opt}$$

$$N''c = N_{cmin} + (N_{cmax} - N_{cmin}) L_e / L_{opt}$$

Siendo:

- N_c y N_{qmin}: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.
- L_e: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.
- N_c y N_{qmax}: 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:

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

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

Donde:

B: Diámetro de las pilas, en m.

ϕ : Ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, 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.

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

Siendo:

F_{re} : factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 10 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 28° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 19, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 1.5 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

b) Capacidad de carga admisible por fricción

La capacidad de carga de pilas por fricción se determino de la siguiente forma:

$$Q_f = (LCP) F_R$$

Donde:

L: longitud de empotre de la pila, m

C: cohesión promedio del suelo, ton/m²

P: perímetro de la pila, m

F_R : factor de reducción

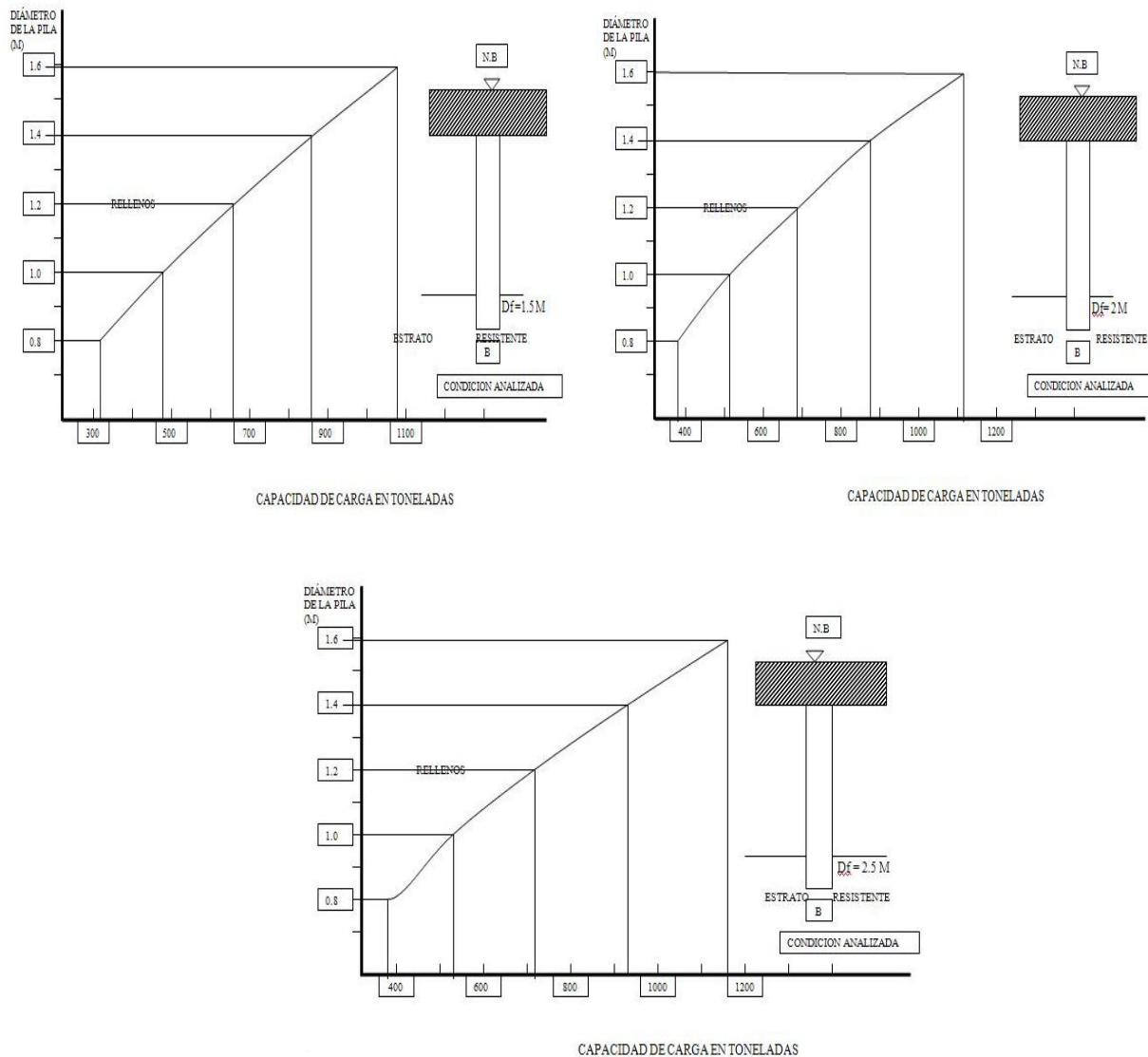


FIGURA 19. CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS DE PUNTA DESPLANTADAS A PROFUNDIDADES VARIABLES ENTRE 30 Y 32 M DE PROFUNDIDAD

4.2.2 Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- * Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- * Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica

(incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de Lomas.

4.2.3 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_c : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m².

A_b : área de la base de la pila, en m².

m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.

C_s : factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.

f_p : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para $D/B > 5$.

E_s : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m²

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 5,000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.9 y 1.3 cm, para pilas de 0.8 y 1.2 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/cm³.
 $\Delta\sigma$: incremento de esfuerzo neto, kg/cm².
 δ : asentamiento esperado, cm.

Los asentamientos y módulos de reacción vertical para pilas son:

Diámetro de Pila (m)	Deformación (cm)	Kv (ton/cm)
0.8	0.9	186
1.0	1.1	190
1.2	1.3	194

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 12 y 15 m respecto al nivel de terreno actual.

Diámetro de Pila (m)	Módulo Estático (ton/m ² /cm)	Módulo Dinámico (ton/m ² /cm)
0.8	1066	1386
1.0	800	1040
1.2	640	832.0

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

Tipo de suelo	Profundidades Efectivas	Módulo Estático (ton/m ² /cm)	Módulo Dinámico (ton/m ² /cm)
Capa vegetal y rellenos	0.00 – 2.00 m	25.5	30.56
Arcilla con escasa arena	2.0 – 14.0m	415.25	817.30
Depósito tobaceo (arena pumitica limosa)	14.00 – 20.0 m	215.45	397.64
Depósito tobaceo (arcilla limosa con escasa arena)	20.00 – 13.0 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 V. ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

5.1 Estabilidad de taludes

Se reviso la estabilidad de los taludes verticales que se dejarán por la excavación que se realizara en el sitio de interés con alturas variables entre 15.45 y 16.4 m de acuerdo al proyecto y con respecto al nivel actual del terreno.

En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de la exploración del subsuelo.
- La geometría del talud tiene 16.4 m de altura máxima y será vertical.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es mínima considerada es de 2.0 ton/m^2 para la colindancia norte, oriente y poniente y de 6.0 ton/m^2 , para la colindancia sur.
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable a corto plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

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.

En el método de cálculo de Bishop simplificado y de Dovelas se supone que la falla del talud ocurre según una superficie cilíndrica cuyo centro y radio son escogidos arbitrariamente.

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:

- a. 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.
- b. Filtraciones.
- c. Sobrecargas en la corona del talud.
- d. Sismos.

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

- a. La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- b. 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 análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados.

El análisis se realizó para determinar el factor de seguridad contra la falla general de todo el talud o local en parte de él para condiciones estáticas y dinámicas.

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.

De los resultados de los análisis descritos se puede concluir que el talud deberá protegerse y estabilizarse con un sistema de anclaje constituido por anclas de fricción postensadas temporales y un muro de concreto lanzado para evitar su erosión y sobre el que reaccionarán las anclas, como se indica más adelante.

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 2.0 y 6.0 ton/m² 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.

5.2 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas

Se consideró la geometría del talud vertical de proyecto, suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 6.0 y 2.0 ton/m², actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

1. Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
2. Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
3. Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Para la determinación de la posición de la grieta, se consideró que esta se desarrolla en la mitad de la corona más alejada que afecta el círculo crítico que pasa por el pie del talud.

La determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud, se calculó según N. Jambu*:

$$\lambda c\phi = \frac{\gamma H \tan \phi}{C}$$

Para una cohesión, un ángulo de fricción interna y un peso volumétrico de se obtuvo un valor de $\lambda c\phi$ y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de altura 16.4 m las coordenadas del círculo de falla.

Estas coordenadas se utilizan en el análisis de estabilidad de taludes por medio de un programa de computadora que utiliza el método de Bishop simplificado para determinar el círculo crítico de falla.

De acuerdo a los resultados obtenidos considerando las condiciones del talud, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad el cual no es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones *, ** pero si se encuentra debajo del límite será necesario colocar un sistema de retención que incremente el factor de seguridad.

Considerando un talud vertical y las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 2.0 y 6.0 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulto menor de 1.5 que no es (admisible) para condiciones de corto plazo.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes verticales se retendrán parcialmente mediante un muro anclado que cubra y confine los materiales tobaceos que constituyen al cuerpo del talud.

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 contra deslizamiento para las condiciones de trabajo del talud.

En general se considera que el factor de seguridad admisible en condiciones estáticas para condiciones a corto plazo debe ser de 1.5, por lo que en caso necesario será preciso colocar un sistema de retención (muro anclado) que incrementa el factor de seguridad.

5.3 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud de proyecto, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico.

De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que no son admisibles de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones *¹ ** pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser de 1.25, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado),¹ para incrementar el factor de seguridad a largo plazo.

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos no sean adecuados a los lineamientos establecidos y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incrementa el factor de seguridad de la estabilidad.

Considerando un talud vertical y las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 2.0 y 6.0 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resultó menor de 1.25 que no es (admisible) para condiciones de corto plazo.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes verticales se retendrán parcialmente mediante un muro anclado que cubra y confine los materiales tobaceos que constituyen al cuerpo del talud.

¹ * Navdocks DM-7, Department of the Navy Bureau Yard and Docks
Washington 25 D.C., Chapter 7, P. 7-7

** Reglamento de Construcciones para el D.F. Octubre 2004.

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 contra deslizamiento para las condiciones de trabajo del talud.

5.4 Proceso constructivo del anclaje

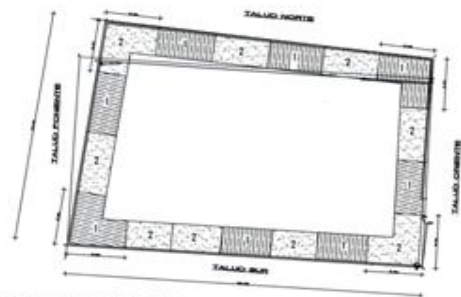
A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los cinco niveles de estacionamiento.

Considerando la magnitud del área que se proyecta excavar a 16.4 m de profundidad máxima para alojar a los cinco niveles de sótano, se establece para poder efectuar la excavación en forma segura se deberá de colocar un sistema de retención constituido a base de un muro de concreto lanzado anclado que garantice la estabilidad de los cuatro taludes que se formaran en la periferia del terreno, tomando en cuenta que el área por excavar será la misma que tiene el terreno en su totalidad y que por necesidades de proyecto se requiere dejar cortes verticales

Para determinar el tipo de retención más adecuado a emplear, se considero las condiciones que prevalecen en cada una de las colindancias.

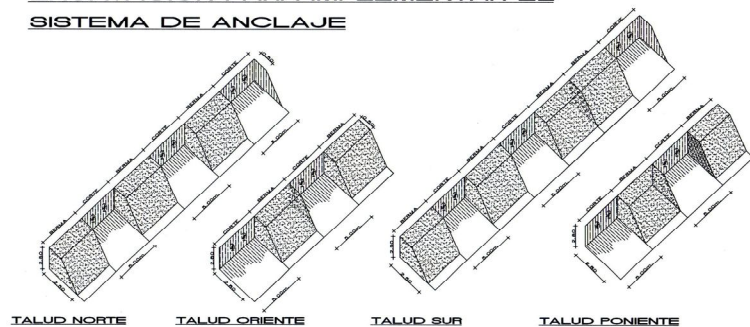
Se establece que deberá implementarse un muro de concreto lanzado con malla electro soldada que generalmente se coloca como refuerzo, y adicionalmente cinco cinturones de anclas de fricción postensadas y temporales, únicamente al primer cinturón de anclas se le deberá dar una mayor inclinación que los dos subsecuentes debido a la existencia de servicios públicos, cimentaciones o rellenos y con el objeto de no interferir en la trayectoria de los colectores de la vía pública, a los cuales se les deberá hacer un levantamiento detallado para conocer su trayectoria y profundidad con respecto al nivel de banqueta. (Ver figuras 20 a 23)

PLANTA DE LA DISTRIBUCION DE BERMAS



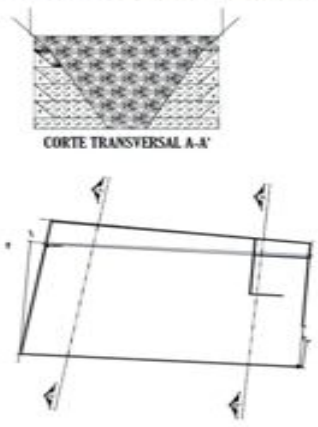
- MODULACIÓN DE LAS BERMAS EN CADA UNO DE LOS TALUDS QUE SE FORMARÁN DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN.
- BERMAS DE LAS CUALES SE PODRÁ REALIZAR EL CORTE PARA DAR INICIO A LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD.
- BERMAS QUE ESTARÁN PENDIENTES POR EXCAVARSE Y QUE SE AMARAN CONFORME SE TENGA TERMINADO EL ANCLAJE (TIENDAS DE LAS PRIMERAS ÁREAS EXCAVADAS).

VISTA EN ISOMETRICO DEL PROCESO DE EXCAVACION PARA IMPLEMENTAR EL SISTEMA DE ANCLAJE



- *REPRESENTACIÓN DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN MEDIANTE MODULOS ALTERNADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE ANCLAJE.**
- 1) PARTIENDO DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO SE REALIZARÁ EL CORTE INICIAL DE 1.50m DE PROFUNDIDAD, DEJANDO UNA BERMA PERIMETRAL CON UN ANCHO DE CORONA DE 1m Y CON UNA INCLINACIÓN DEL TALUD DE 0.5:1 H, EXTENDIENDO EL MATERIAL DEL CENTRO DEL TERRENO.
 - 2) SE SUCEDERÁ LA BORMA DE MODULOS DE 1.50m DE ANCHO Y SE IDENTIFICARÁN COMO M-1, M-2, LAS DOS PRIMERAS, REPTIENDO ESTA NUMERACIÓN PARA LAS SIGUIENTES DE TAL FORMA QUE SE INICIARÁ LA EXCAVACIÓN DE LOS MODULOS M-1, DEJANDO UN TALUD A 90 GRADOS EN LA CARA DEL TALUD QUE SE YA A RETENER.
 - 3) SE PROCEDERÁ CON EL APNE DE LA SECCIÓN DEL TALUD EXCAVADO Y SE LABRAN LAS CAJAS PARA ALIJAR LAS CAPAS DE LAS ANCLAS.
 - 4) SE CONSTRUYAN LOS ANCLAS POR CADA MODULO ABRETO Y SÓLO HASTA QUE SE PUEDA VEREN TENDIENDO LAS ANCLAS SE PODRÁN COBRAR LOS MODULOS INTERMEDIOS DE LA BERMA PARA CONTINUAR CON LA CONSTRUCCIÓN DE LAS ANCLAS RESTANTES DEL CINTURÓN.

CORTE TRANSVERSAL PARA LA EXCAVACION EN EL PREDIO



1) PARA ELIMINAR EL RIESGO DE LA EXCAVACIÓN EN LA PARTE CENTRAL DEL PREDIO, SE DEBERÁ DESEMPESAR EL ANCLAJE PERIMETRAL CON LA FUNDACIÓN DE LOS TALUDS A REALIZARSE.

2) COMO EL APNEO DE LA TEMPERATURA DE REGULACIÓN EN ESTE MATERIAL ES DE 10mm COMO MÁXIMO, SE DEBE REALIZAR EN ESTE MATERIAL UN ANCLAJE PARA CADA CINTURÓN PERIMETRAL DE 1.50m DE ANCHO Y SE IDENTIFICARÁN COMO M-1, M-2, LAS DOS PRIMERAS, REPTIENDO ESTA NUMERACIÓN PARA LAS SIGUIENTES DE TAL FORMA QUE SE INICIARÁ LA EXCAVACIÓN DE LOS MODULOS M-1, DEJANDO UN TALUD A 90 GRADOS EN LA CARA DEL TALUD QUE SE YA A RETENER.

3) SE PROCEDERÁ CON EL APNE DE LA SECCIÓN DEL TALUD EXCAVADO Y SE LABRAN LAS CAJAS PARA ALIJAR LAS CAPAS DE LAS ANCLAS.

4) SE CONSTRUYAN LOS ANCLAS POR CADA MODULO ABRETO Y SÓLO HASTA QUE SE PUEDA VEREN TENDIENDO LAS ANCLAS SE PODRÁN COBRAR LOS MODULOS INTERMEDIOS DE LA BERMA PARA CONTINUAR CON LA CONSTRUCCIÓN DE LAS ANCLAS RESTANTES DEL CINTURÓN.

ETAPAS DE EXCAVACION DURANTE LA ESTABILIZACION DE LOS TALUDS

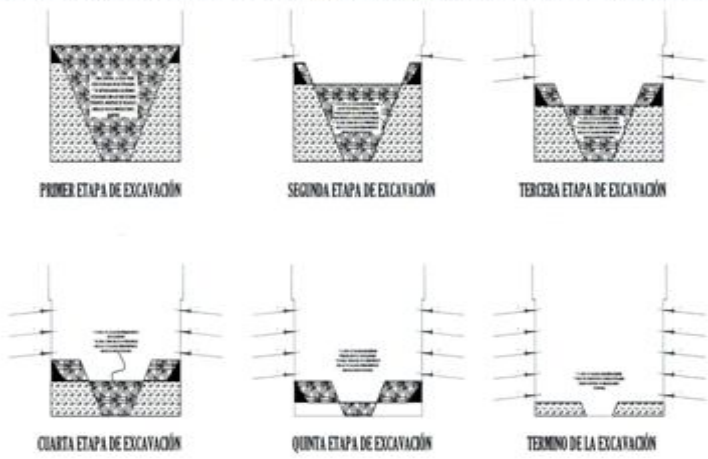
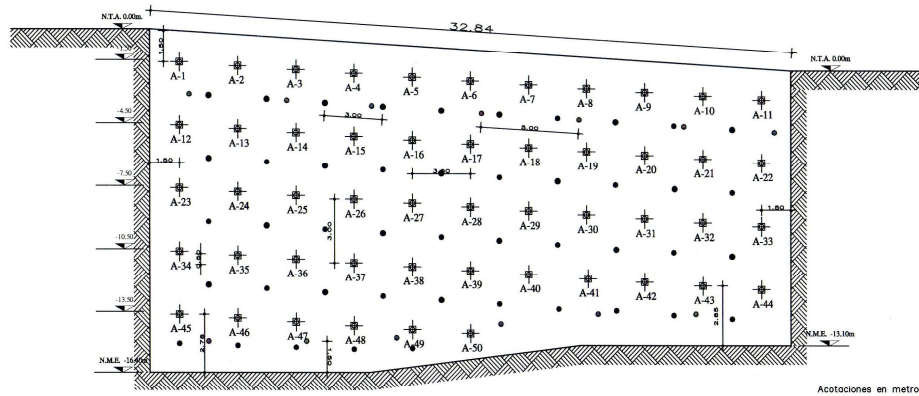


FIGURA 20. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN.

SEMBRADO DE ANCLAS DEL TALUD NORTE



- *1er. NIVEL DE ANCLAJE A -1.50m. DEL NIVEL DE TERRENO ACTUAL.
- *2do. NIVEL DE ANCLAJE A -4.50m. DEL NIVEL DE TERRENO ACTUAL.
- *3er. NIVEL DE ANCLAJE A -7.50m. DEL NIVEL DE TERRENO ACTUAL.
- *4to. NIVEL DE ANCLAJE A -10.50m. DEL NIVEL DE TERRENO ACTUAL.
- *5to. NIVEL DE ANCLAJE A -13.50m. DEL NIVEL DE TERRENO ACTUAL.

*LA PRIMERA ANCLA SERA UBICADA A 1.50m A PARTIR DEL HOMBRO DEL TALUD, LAS ANCLAS SIGUIENTES A LA PRIMERA COLOCADA, TENDRAN UNA SEPARACION ENTRE ELLAS DE 3.00m.

*PARA EVITAR LA POSIBLE ACUMULACION DE AGUA EN LA PARTE POSTERIOR DEL TALUD, SE COLOCARAN LLORADEROS UBICADOS LINEALMENTE @ 3.0M. EN AMBOS SENTIDOS, CON UNA LONGITUD DE 30cm Y 5° RESPECTO A LA HORIZONTAL DE MANERA ASCENDENTE.

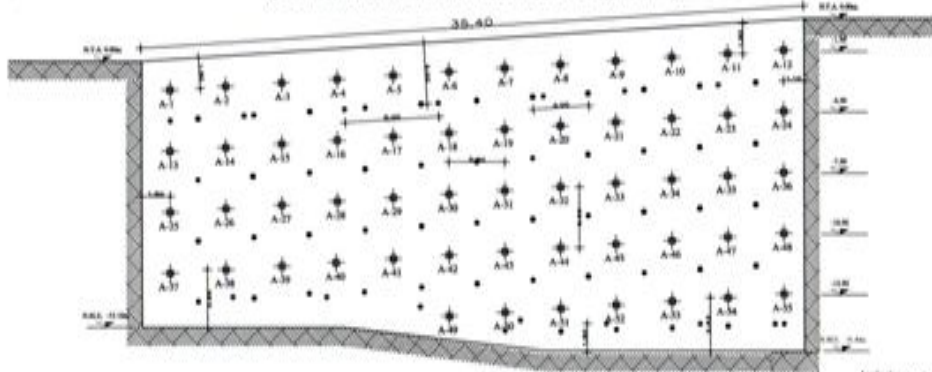
*SE REALIZARA LA CONSTRUCCION DE DRENS PROFUNDOS, EN LA PARTE BAJA DEL TALUD SE COLOCARA UNA LINEA DE DRENS A 1.50M. A PARTIR DEL N.M.E. Y OTRA LINEA A 3.0M. A PARTIR DEL HOMBRO DEL TALUD, DEBERAN TENER UNA PROFUNDIDAD DE 12.0M. CON UNA INCLINACION ASCENDENTE DE 5° CON RESPECTO A LA HORIZONTAL, RANDADOS A MEDIA CARA, FORRADOS CON UNA MALLA TIPO MOSQUITERO Y UNA SEPARACION @ 5.0M. EN EL SENTIDO HORIZONTAL Y A LO LARGO DE TODO EL TALUD.

SIMBOLOGIA:

- ⊕ ANCLA
- ⊙ DREN PROFUNDO
- LLORADERO
- A-00 NUMERO DE ANCLA
- N.T.A. NIVEL DE TERRENO ACTUAL
- N.M.E. NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

SEMBRADO DE ANCLAS DEL TALUD SUR

(COLINDANCIA CON EDIFICIO DE 6 NIVELES)



- *1er. NIVEL DE ANCLAJE A -1.50m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *2do. NIVEL DE ANCLAJE A -4.50m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *3er. NIVEL DE ANCLAJE A -7.50m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *4to. NIVEL DE ANCLAJE A -10.50m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *5to. NIVEL DE ANCLAJE A -13.50m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.

*DEBIDO A QUE EN ESTA COLINDANCIA EXISTE ACTUALMENTE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES, DEL CUAL NO SE TIENE EL DATO EXACTO DE LA PROFUNDIDAD DE DISEÑANTE DE SU CIMENTACION, POR LO QUE EL PRIMER CENTRO DE ANCLAJE SE TIENE PROYECTADO TENTATIVAMENTE COLOCAR A UNA PROFUNDIDAD DE 1.80m, EN CASO DE QUE LA CIMENTACION TENGA UNA PROFUNDIDAD DE DISEÑANTE MAYOR, EL CANTON DE ANCLAS SE REORGANIZARA DE MANERA QUE NO SEA AFECTADA CUALQUIER CONSTRUCCION O INSTALACION EXISTENTE, POR LO QUE TAMBIEN VARIARAN LOS NIVELES DE LOS CENTROS DE DRENEAJE.

*LA PRIMERA ANCLA (A-1) SERA UBICADA A 1.50m DEL HOMBRO DEL TALUD Y A 1.50M DEL PAÑO DEL TALUD CONTIGUO, LAS SIGUIENTES ANCLAS SE COLOCARAN @ 3.0M. EN AMBOS SENTIDOS, COMO SE ILLUSTR EN LA FIGURA.

*PARA EVITAR LA POSIBLE ACUMULACION DE AGUA EN LA PARTE POSTERIOR DEL TALUD, SE COLOCARAN LLORADEROS UBICADOS LINEALMENTE @ 3.0M. EN AMBOS SENTIDOS, CON UNA LONGITUD DE 30cm Y 5° RESPECTO A LA HORIZONTAL DE MANERA ASCENDENTE.

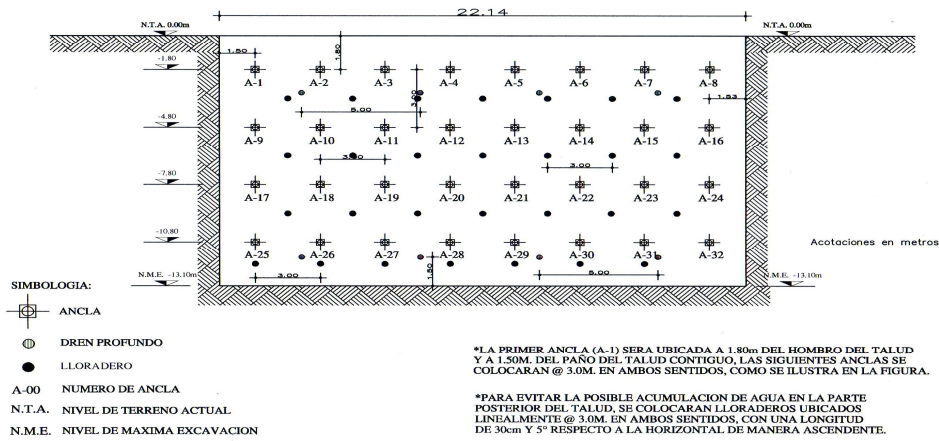
*SE REALIZARA LA CONSTRUCCION DE DRENS PROFUNDOS, EN LA PARTE BAJA DEL TALUD SE COLOCARA UNA LINEA DE DRENS A 1.50M A PARTIR DEL N.M.E. Y OTRA LINEA A 3.0M. A PARTIR DEL HOMBRO DEL TALUD, DEBERAN TENER UNA PROFUNDIDAD DE 12.0M. CON UNA INCLINACION ASCENDENTE DE 5° CON RESPECTO A LA HORIZONTAL, RANDADOS A MEDIA CARA, FORRADOS CON UNA MALLA TIPO MOSQUITERO Y UNA SEPARACION @ 5.0M. EN EL SENTIDO HORIZONTAL Y A LO LARGO DE TODO EL TALUD.

SIMBOLOGIA:

- ⊕ ANCLA
- ⊙ DREN PROFUNDO
- LLORADERO
- A-00 NUMERO DE ANCLA
- N.T.A. NIVEL DE TERRENO ACTUAL
- N.M.E. NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

FIGURA 21. SISTEMA DE ANCLAJE.

SEMBRADO DE ANCLAS DEL TALUD ORIENTE



- *1er. NIVEL DE ANCLAJE A -1.80m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *2do. NIVEL DE ANCLAJE A -4.80m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO
- *3er. NIVEL DE ANCLAJE A -7.80m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.
- *4to. NIVEL DE ANCLAJE A -10.80m. DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.

*SE REALIZARA LA CONSTRUCCION DE DRENES PROFUNDOS, EN LA PARTE BAJA DEL TALUD SE COLOCARA UNA LINEA DE DRENES A 1.50M. A PARTIR DEL N.M.E. Y OTRA LINEA A 3.0M. A PARTIR DEL HOMBRO DEL TALUD; DEBERAN TENER UNA PROFUNDIDAD DE 12.0M. CON UNA INCLINACION ASCENDENTE DE 5° CON RESPECTO A LA HORIZONTAL, RANURADOS A MEDIA CAÑA, FORRADOS CON UNA MALLA TIPO MOSQUITERO Y UNA SEPARACION @ 5.0M. EN EL SENTIDO HORIZONTAL Y A LO LARGO DE TODO EL TALUD.

SEMBRADO DE ANCLAS DEL TALUD PONIENTE

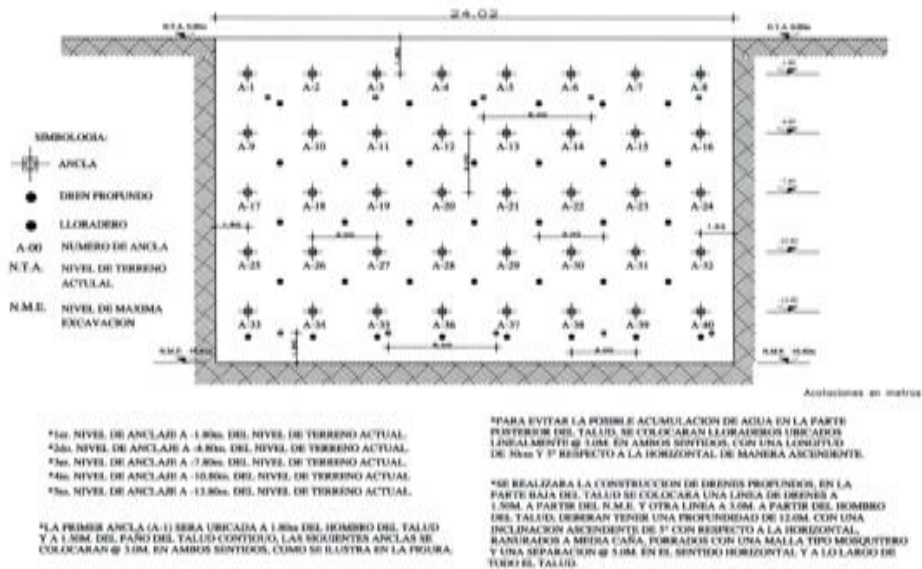
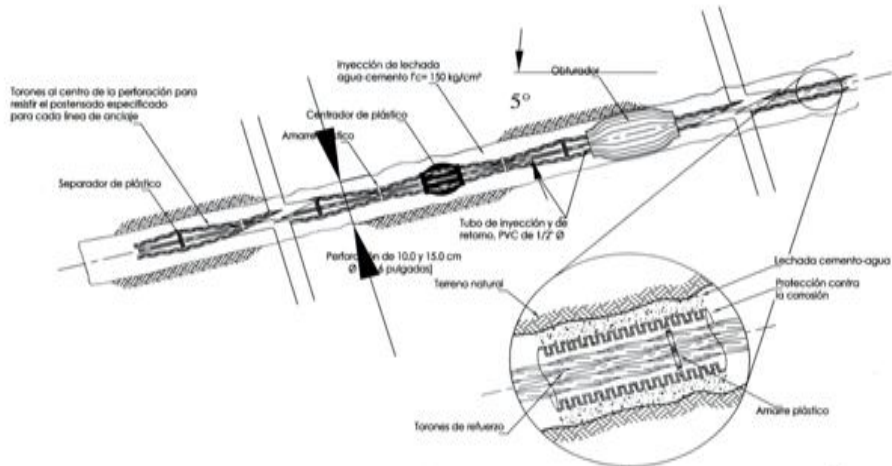


FIGURA 21.

DETALLE DE ANCLA



DETALLE DE LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

DADO O ZAPATA DE REACCIÓN

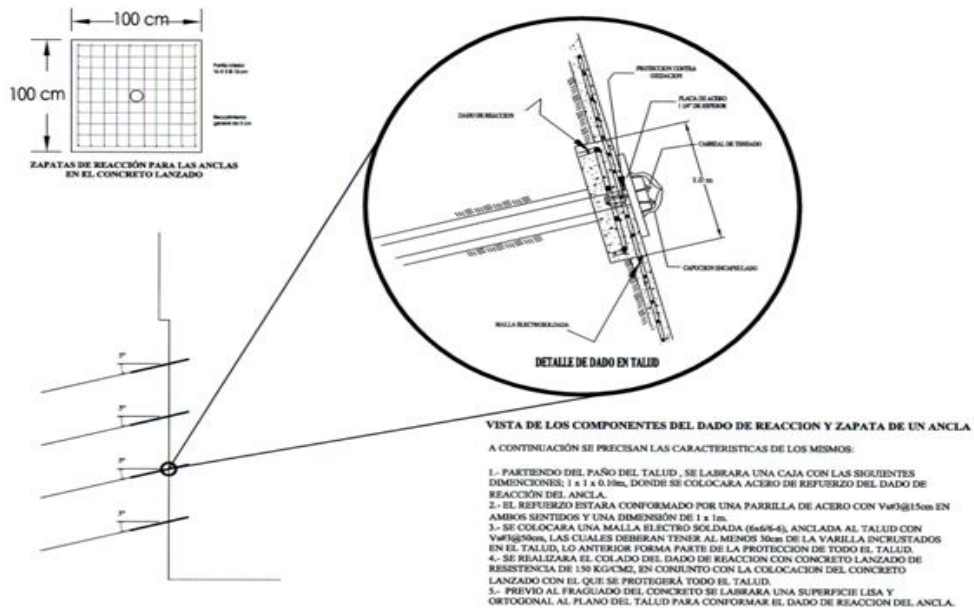


FIGURA 21.

TALUD NORTE
(COLINDANCIA CON BARRANCA)

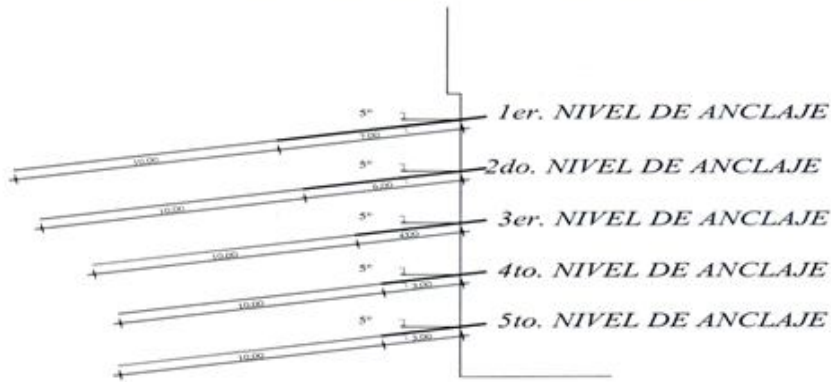


TABLA 1. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD NORTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5'$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Dc)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL	
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL					
1	1.50	7.00	10.00	17.00	4	10	4B	11	
2	4.50	6.00	10.00	16.00	4	10	4B	11	
3	7.50	4.00	10.00	14.00	4	10	4B	11	
4	10.50	3.00	10.00	13.00	4	10	4B	11	
5	13.50	3.00	10.00	13.00	4	10	4B	6	
ANCLAS TOTALES =							50		

TALUD SUR
(COLINDANCIA CON EDIFICIO DE 6 NIVELES)

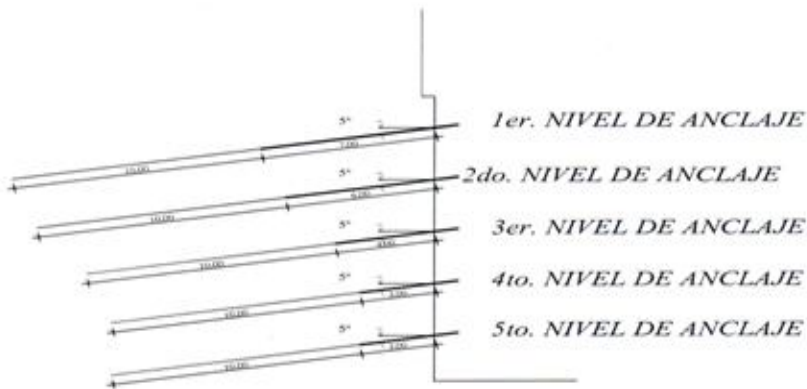


TABLA 2. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD SUR

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5'$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Dc)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL	
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL					
1	1.50	7.00	10.00	17.00	3	10	36	12	
2	4.50	6.00	10.00	16.00	3	10	36	12	
3	7.50	4.00	10.00	14.00	3	10	36	12	
4	10.50	3.00	10.00	13.00	3	10	36	12	
5	13.50	3.00	10.00	13.00	3	10	36	7	
ANCLAS TOTALES =							55		

FIGURA 22. CORTE DE TALUDES, CON EL SISTEMA DE ANCLAJE.

TALUD PONIENTE
(COLINDANCIA CON CALLE LOMA BONITA)

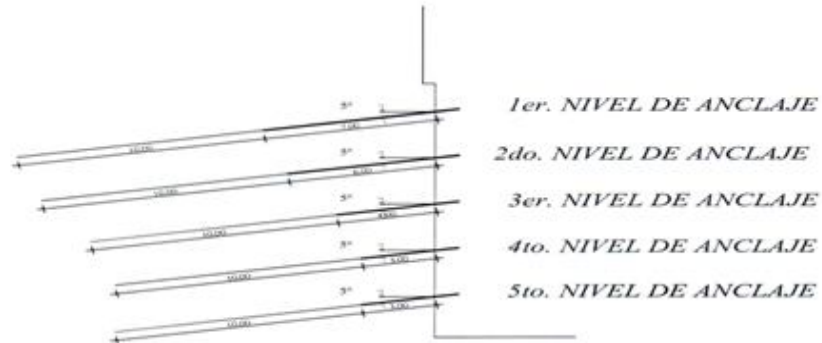


TABLA 4. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD PONIENTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESION DE INYECCION (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Qc)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	7.00	10.00	17.00	3	10	36	8
2	4.80	6.00	10.00	16.00	3	10	36	8
3	7.80	4.00	10.00	14.00	3	10	36	8
4	10.80	3.00	10.00	13.00	3	10	36	8
5	13.80	3.00	10.00	13.00	3	10	36	8
ANCLAS TOTALES =								40

TALUD ORIENTE
(COLINDANCIA CON JARDIN)

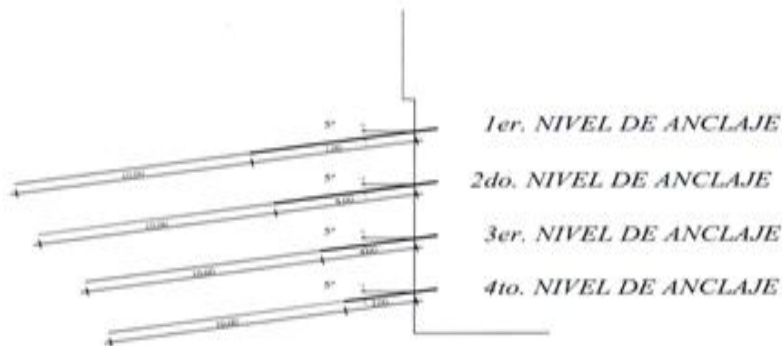
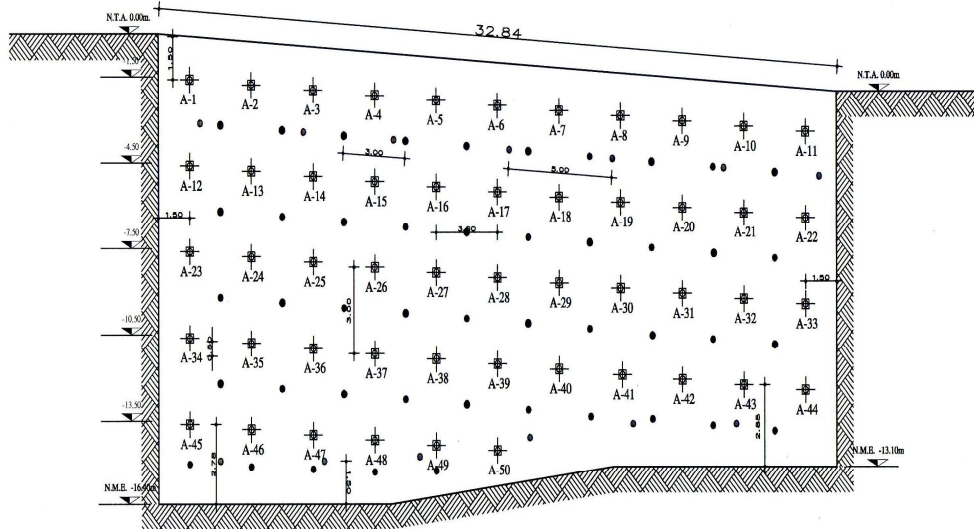


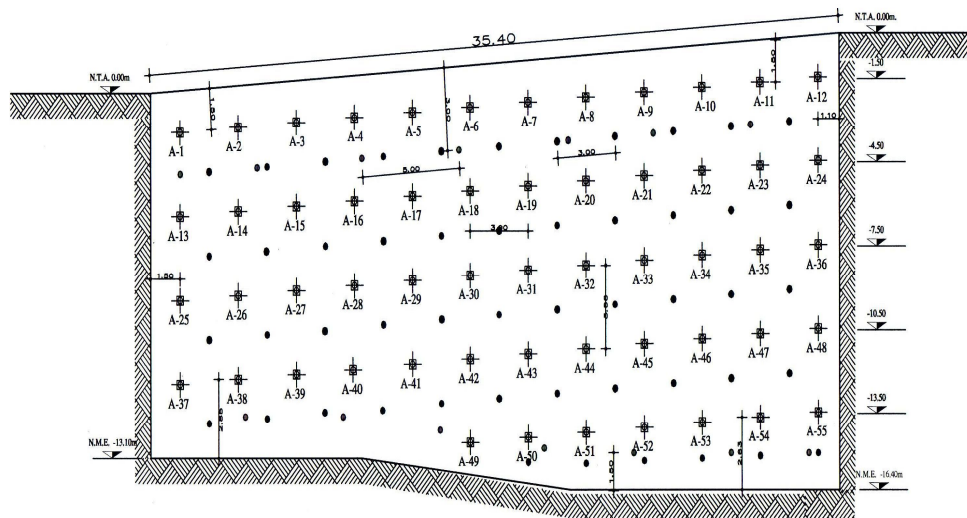
TABLA 3. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD ORIENTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESION DE INYECCION (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Qc)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	7.00	10.00	17.00	3	10	36	8
2	4.80	6.00	10.00	16.00	3	10	36	8
3	7.80	4.00	10.00	14.00	3	10	36	8
4	10.80	3.00	10.00	13.00	3	10	36	8
ANCLAS TOTALES =								32

FIGURA 22.

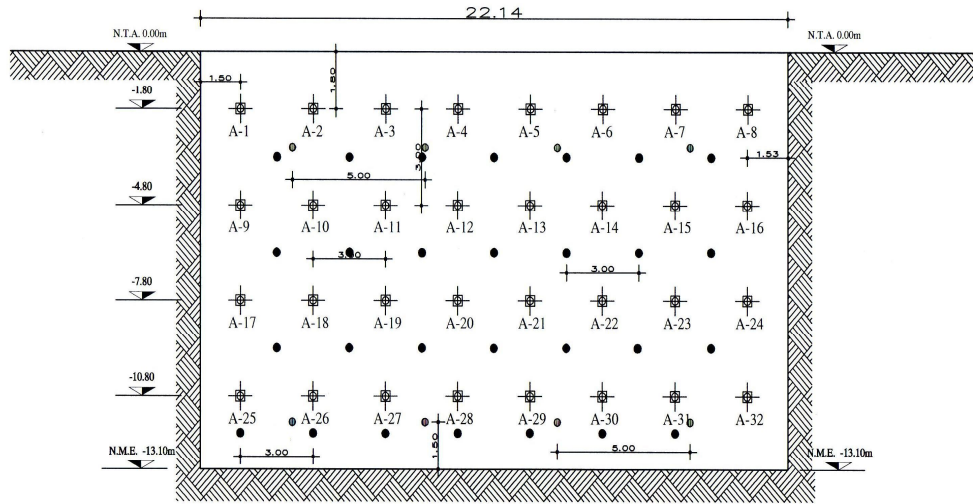


TALUD NORTE

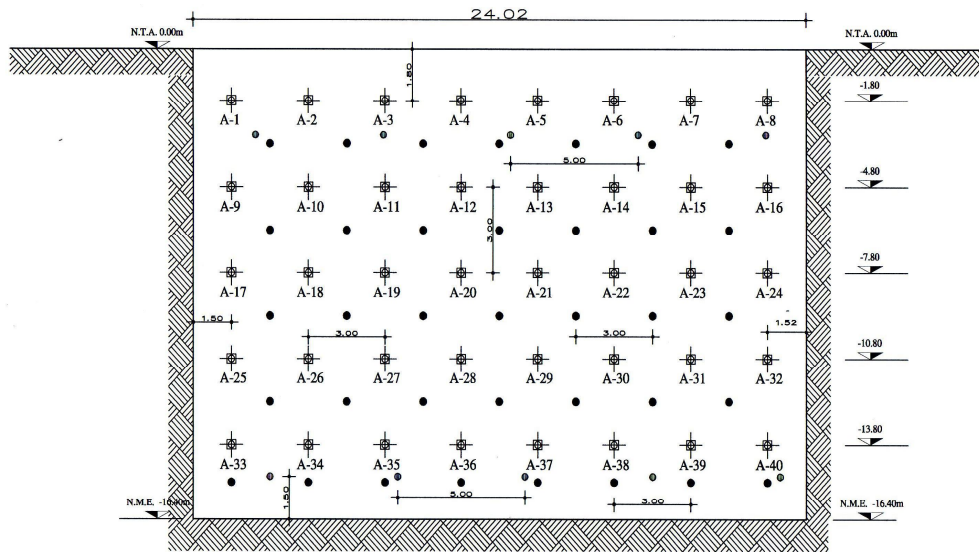


TALUD SUR

FIGURA 23. VOLUMEN DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DATOS DE REACCIÓN



TALUD ORIENTE



TALUD PONIENTE

FIGURA 23.

AREAS (m ²)		VOLUMEN DE CONCRETO (m ³) EN TALUD		DIMENSIÓN DE LA CAJA A LABRAR	VOLUMEN DE CONCRETO (m ³) EN DADO		NUM. DE DADOS A LABRAR	VOL. DE CONCRETO DE DADOS (m ³)
		TEORICO	CON REBOTE		TEORICO	CON REBOTE		
TALUD NORTE	483,8	24,19	27,82	1x1x0.10	0,1	0,115	177	20,36
TALUD SUR	522,91	26,15	30,07					
TALUD ORIENTE	290,03	14,50	16,68					
TALUD PONIENTE	393,93	19,70	22,65					
TOTAL=	1206,9	84,53	97,21		0,1	0,115	177	20,36

VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DADOS (m³)	117,57	EN ESTE VOLUMEN ESTA CONSIDERADO EL 15% DE DESPERDICIO EN LO QUE COMPRENDE AL TALUD Y EL 15% DE DESPERDICIO EN LA ZONA DE LAS DADOS LABRADOS EN EL TALUD.
---	--------	---

FIGURA 23.

5.4.1 Sistema de anclaje propuesto

Las anclas por colocar, serán de fricción y postensadas, de 10 cm de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular a cada 3.0 m en el sentido horizontal y vertical, iniciando a 1.50 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en las figuras 20 a 23.

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente y alcanzado el primer nivel de anclaje se procederá a perfilar una caja de 10 cm de profundidad (ver figura 24) y dimensiones de 1.0 x 1.0 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

En las cajas labradas se podrán colocar tramos de 1.0 x 1.0 m de una parrilla de varillas 3/8" a cada 15 cm en las dos direcciones o bien podrá colocarse concreto lanzado con fibra metálica, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se colocara sobre el talud un concreto lanzado con fibra metálica, en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaron 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.



FIGURA 24. LABRADO DE CAJA PARA ALOJAR ZAPATA DEL ANCLA Y COLOCACIÓN DE REFUERZO

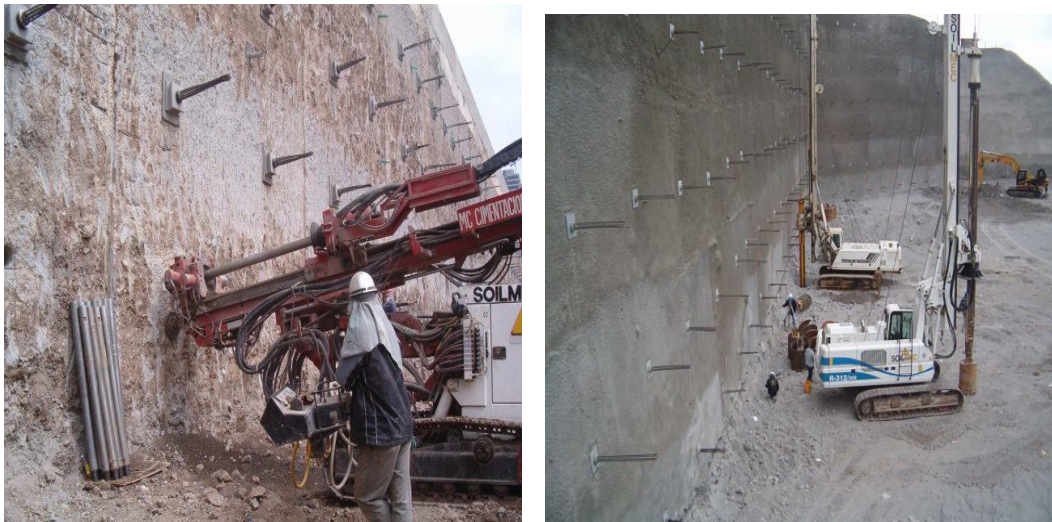
Se aplica una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobreespesor de 10 cm más y exterior como se muestra en la figura 21, al mismo tiempo que se coloca también concreto lanzado en el resto del talud.

A continuación se realizaran 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.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras (20 a 23), con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), 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 reperfusión. 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.



DERECHA: PERFORACIÓN DE BARRENO PARA COLOCACIÓN DE ANCLA

IZQUIERDA: VISTA DE UN TALUD ANCLADO Y PROTEGIDO CON CONCRETO LANZADO

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 10 Kg/cm^2 en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) 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.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobrevolumen 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 inyectará 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.

Cuando las anclas han alcanzado un fraguado mínimo de cinco días se procederá a tensarlas como se indica más adelante.

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, y así sucesivamente para los siguientes niveles de anclaje hasta alcanzar con el talud de proyecto el nivel máximo de excavación. El proceso de excavación se describe en el capítulo 5.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes, un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos A. G. 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.

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/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

5.4.2 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 interface ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = P_i \tan \phi \ D L \ \pi \ F_R$$

Donde:

P: Capacidad del ancla, en ton.

P_i: Presión de inyección de la lechada, Kg/cm²

D: Diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm

L: Longitud del ancla, en m

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

π: 3.1416

F_R: Factor de reducción igual a 0.7

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 20 y 23.

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

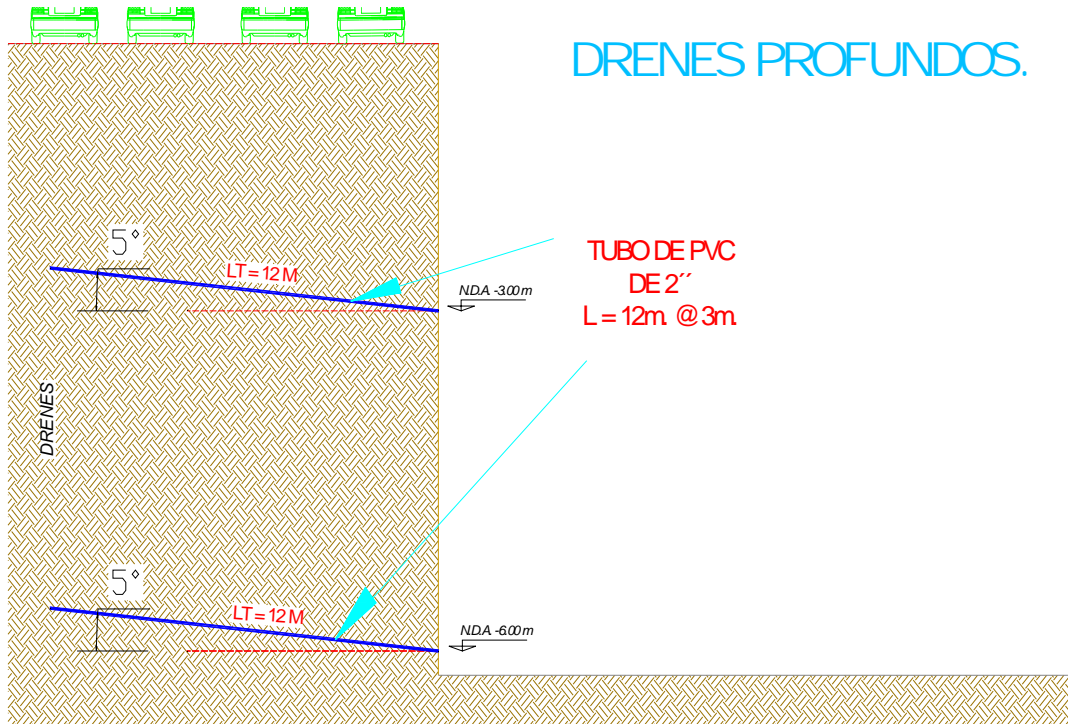
- Se aplicara la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 110% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargara totalmente.
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta,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



TENSADO DE ANCLAS CON UN GATO HIDRÁULICO MULTITORÓN

El concreto lanzado que se usará será de 5 cm de espesor y 150 kg/cm² de resistencia a los 28 días, el cual se colocará sobre una malla electrosoldada 6x6/6-6.

También deberá impedirse que ocurran filtraciones, por lo que deberán construir el sistema de drenaje constituido por drenes profundos y lloraderos mostrado en la figura siguiente:



CONSTRUCCIÓN DE DRENES PROFUNDOS



CONSTRUCCIÓN DE DRENES PROFUNDOS

CAPITULO VI. INSTRUMENTACIÓN.

6.1 INSTRUMENTACIÓN

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a – 16.4 m de profundidad media, que alojara a los sótanos y a la cimentación que marca el 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.

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:

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.

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 sí 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: a) tubo galvanizado de 1.0 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) 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, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) 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 de 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:

En 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.

En 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.

CONCLUSIONES.

Se solicito la ejecución de un Estudio Geotécnico, en un promedio donde se proyecta la construcción de un edificio de cinco niveles y cinco sótanos para estacionamientos, y que cuenta con un área de aproximadamente 780 m², con la finalidad de encontrar el tipo de cimentación más adecuado para la buena funcionalidad de esta construcción.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el Estudio Geotécnico realizado se determino que con las características estratigráficas y físicas del subsuelo, encontradas y las del proyecto arquitectónico, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada es mediante pilas rectas circulares empotradas 1.5 m. en el estrato resistente, el cual está constituido por limo arenoso.

También se determino que con una cimentación mediante zapatas provocaría dimensiones muy grandes, que podrían generar agrietamientos en la estructura y en sus acabados, debido a la reducción de la resistencia que presenta las arenas pumíticas poco limosas que se encontraron entre 15 y 20 m de profundidad.

Se determinó que para calcular la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, se debe considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivos-friccionantes.

Para realizar los cálculos se consideró una cohesión media de 10 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 28° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las graficas de capacidad de carga de las pilas de punta desplantadas a profundidades variables entre 30 y 32 m de profundidad.

Se determino que para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las condiciones estáticas y condiciones dinámicas, y se obtuvieron elástico que se consideran admisibles.

De acuerdo a los resultados que se obtuvieron en la revisión de taludes, tanto en condiciones estáticas como en dinámicas, se obtuvieron factores de seguridad que no son admisibles de acuerdo a la práctica de ingeniería de cimentaciones.

Así que para incrementar el factor de seguridad contra la falla por deslizamiento de los taludes verticales, se retendrán parcialmente mediante un muro de concreto lanzado anclado, se considero también que el tipo de anclas a utilizarse serán de fricción postensadas y temporales ya que esto nos servirá para que cubra y confine los materiales tobaceos que forman el talud.

Para garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para esto se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas, también se considero que para impedir que ocurran filtraciones se deberá construir un sistema de drenaje construido por llorarderos y drenes profundos, esto servirá para tener un mejor funcionamiento.

BIBLIOGRAFÍA

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, octubre 2004.

EULALIO, Juárez badillo
Mecánica de suelos
Tomo I
Editorial Limusa, s.a. de c.v.

PETER, L. Berry y REID, David
Mecánica de suelos
Mc Graw – Hill Interamericana, s.a.

www.muropantalla.com

www.construmatica.com

www.canalconstruccion.com/estudio-geotecnico.html