



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO.**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN**

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA REALIZACIÓN DE UNA  
EXCAVACIÓN PROFUNDA Y LA CONSTRUCCIÓN DE OCHO  
NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS.”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA**

**OMAR PINEDA PINEDA**

**DIRECTOR DE TESIS**

**ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

## Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

OMAR PINEDA PINEDA

**Presente**

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

TÍTULO:

"ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA REALIZACIÓN  
DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA Y LA CONSTRUCCIÓN  
DE OCHO NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LOMAS"

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

**Atentamente**  
**"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"**

San Juan de Aragón, México, 24 de febrero de 2009.

**LA DIRECTORA**

**ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ**

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

LTG/AIR



***EL HOMBRE TRASCIENDE NO POR LO QUE SABE, SINO POR LO QUE HACE CON LO QUE SABE.***

***A MIS PADRES***

***María Luisa Pineda Piedra y Eugenio Pineda Vargas quienes me han impulsado a ser mejor cada día y me brindaron el apoyo incondicional a lo largo de mis estudios, gracias a sus consejos y los valores que han inculcado. A mi madre por brindarme el cariño incondicional y la confianza, a mi padre por enseñarme a ser responsable y ver que las cosas se ganan con el esfuerzo propio.***

***A MI HERMANO***

***Saúl Pineda Pineda, por apoyarme en mis decisiones y depositar su confianza en mí, por darme consejos y por los momentos en los que convivimos siempre.***

***A MI NOVIA.***

***Iraís Cinthya Juárez Vicente, por ayudarme en los momentos más difíciles, por alentarme a seguir día con día, por estar conmigo en las buenas y malas, gracias por tu compañía, comprensión y todos los momentos felices que pasamos.***

***AL ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA***

***Por brindarme su apoyo como profesor y asesor de este trabajo de tesis, así mismo por ayudarme a desenvolverme en el aspecto laboral y profesional, por sus consejos, por su amistad y sobre todo por ser un buen amigo.***

***LO MÁS ALTO QUE EL HOMBRE PUEDE ALCANZAR ES AQUELLO  
QUE PUEDE HACER.***

***A LA FES ARAGÓN***

*Por forjarme como profesional y hacer de mí una persona competitiva ante la sociedad, tus aulas fueron la causa de mi conocimiento y de la sabiduría adquirida, por brindarnos el compañerismo, las bromas, las sonrisas y todo aquello que hizo encontrar a los amigos verdaderos.*

*Siempre estaré agradecido y te recordare con mucho cariño, mil gracias por todo, siempre te llevare en mi pensamiento y mi corazón.*

***GOYA, GOYA, CACHUN CACHUN RA RA, CACHUN CACHUN RA RA,  
GOYA UNIVERSIDAD.***

***A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO.***

*Quien nos formo y lleno de conocimientos para ser mejores cada día en nuestra vida, pues la educación es el mejor regalo o herencia que puede tener un ser humano.*

***¿QUÉ ES TRIUNFAR?***

***“ES APRENDER A FRACASAR”***



## INDICE

Introducción.....	1
<b>1. Descripción del Proyecto.....</b>	<b>6</b>
1.1 Antecedentes.....	7
1.2 Descripción del proyecto.....	8
1.3 Colindancias y condiciones actuales del predio.....	8
1.4 Topografía del sitio de interés.....	13
1.5 Objetivos.....	14
<b>2. Exploración Geotécnica.....</b>	<b>15</b>
2.1 Generalidades.....	16
2.2 Pozos a cielo abierto.....	17
2.3 Sondeos con equipo mecánico.....	22
<b>3. Ensayes de Laboratorio.....</b>	<b>33</b>
3.1 Pruebas de laboratorio.....	34
3.2 Muestras alteradas.....	34
3.3 Muestras inalteradas.....	35
<b>4. Descripción estratigráfica del suelo.....</b>	<b>37</b>
4.1 Características estratigráficas y físicas del suelo.....	38
4.2 Levantamiento geológico superficial.....	39
<b>5. Diseño de Cimentación.....</b>	<b>49</b>
5.1 Análisis de Cimentación.....	50
5.2 Alternativa mediante zapatas.....	52
5.3 Alternativa de cimentación con pilas.....	58
<b>6. Estabilidad de Taludes.....</b>	<b>65</b>
6.1 Estabilidad de taludes.....	66
6.2 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas.....	71
6.3 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas.....	75
6.4 Sistema de anclaje propuesto.....	76



<b>7. Proceso Constructivo</b> .....	80
7.1 Procedimiento constructivo para la excavación.....	81
7.2 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.....	81
7.3 Procedimiento constructivo general.....	81
7.4 Proceso constructivo de anclaje.....	82
7.5 Recomendaciones adicionales.....	89
<b>8. Instrumentación</b> .....	90
8.1 Instrumentación.....	91
<b>Conclusiones y Recomendaciones</b> .....	96
<b>Bibliografía</b> .....	116
<b>Anexo I (Figuras)</b>	
<b>Anexo II (reporte fotográfico)</b>	
<b>Anexo III (Pruebas de laboratorio)</b>	



## INTRODUCCIÓN.

La construcción se define internacionalmente como la combinación de materiales y servicios para la producción de bienes tangibles. Una de las características que la distingue de otras industrias es su planta móvil y su producto es fijo, éste distinto en cada caso, además es importante proveedora de bienes de capital fijo, indispensables para el sano crecimiento de la economía.

Por tal razón, la industria de la construcción es uno de los sectores más importantes y dinámicos por su estrecha vinculación con : la creación de infraestructura básica como : puentes, carreteras, puertos, vías férreas, plantas de energía eléctrica, hidroeléctrica y termoeléctrica, así como sus correspondientes líneas de transmisión y distribución, presas, obras de irrigación, construcciones industriales y comerciales, instalaciones telefónicas y telegráficas, perforación de pozos, plantas petroquímicas e instalaciones de refinación y obras de edificación no residencial, entre otras.

La satisfacción de necesidades humanas, entre las que destacan servicios de suministro de agua potable, instalaciones de saneamiento, drenaje, pavimentación, obras de vivienda, hospitales y escuelas.

El fuerte impacto multiplicador, que genera en las diversas ramas industriales de la economía de un país. Los factores anteriores hacen de la industria de la construcción el eje fundamental para el logro de objetivos económicos y sociales, así como el mejoramiento de las condiciones de vida de la sociedad.

Los países en desarrollo cuentan con un amplio mercado potencial debido a las grandes carencias de infraestructura, cuya satisfacción les permitirá la inserción más favorable de sus economías a un mundo cada vez más competido. En los países industrializados ha ido aumentando el interés de llevar a cabo desarrollos tecnológicos que permitan conservar la vanguardia dentro de la industria. Es por ello que el sector de la construcción tiene una gran importancia en el mundo.

El disponer de una tecnología avanzada constituía una ventaja competitiva, puesto que significaba la posibilidad de producir más con menos recursos. Esto hacía necesario que las empresas mexicanas en lo general, y las constructoras en particular se incorporaran a los métodos tecnológicos de vanguardia, ya que el escaso roce con empresas que utilizaban tecnologías avanzadas no habían permitido que la industria nacional asimilara e incorporaran el desarrollo de mejores procesos de producción como se verían en los:



**Métodos.** El uso generalizado de microcomputadoras y de software transformaban las prácticas de diseño arquitectónico, provocando reducción de costos.

**Equipo.** Las nuevas adquisiciones de maquinaria y equipo de alta tecnología, como el equipo de acción hidráulica, torres de construcción, grúas trepadoras, máquinas pavimentadoras continuas, etc. habían hecho a las empresas constructoras más competitivas.

**Materiales.** El uso de nuevos materiales para reducir los costos e incrementar su vida útil se volvía cada vez una necesidad imperante, en este sentido el uso de los plásticos era un ejemplo claro, ya que tenía una amplia gama de aplicaciones.

**Componentes.** El método de construcción prefabricada agilizaba ya la construcción, reducía los costos de la mano de obra, disminuía los retrasos de obra y requería de una estructura de investigadores profesionales especializados en el campo.

Como ingenieros tenemos el compromiso de difundir los conocimientos adquiridos de nuestra experiencia, para que los nuevos ingenieros tengan una visión más amplia de lo que es la construcción en general. De igual forma tener presente que al construir generamos empleos y con esto mejoramos la calidad de vida de la sociedad.

En este caso nos enfocaremos a un área de la ingeniería civil que es muy importante para la construcción de cualquier estructura, me refiero a la Geotecnia, también conocida como Mecánica de Suelos, materia encargada del estudio a detalle de los suelos.

Es así, que la Mecánica de Suelos, es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirecta, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a regir estructuras de índole variable. Siendo el suelo el más viejo material de construcción y además, el más complejo.

Es por ello, que en el trabajo práctico, el ingeniero civil a de enfrentarse con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno. El terreno le sirve de cimentación para soportar estructuras y terraplenes; si emplea el suelo como material de construcción; debe proyectar estructuras para la retención o sostenimiento del terreno en excavaciones y cavidades subterráneas, de manera que el suelo interviene en gran número de problemas particulares.

Por lo que el tratar de de iniciar cualquier construcción sin llevar a cabo, primero, un estudio de suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Es



imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra bajo de ella, ya que, en definitiva, es dicho suelo el que soportara la carga.

Hoy se sabe perfectamente bien que en los estudios de suelo se pueden considerar aspectos científicos, debiendo dichos estudios ser concurrentes y estar relacionados entre si, sin olvidar que los caprichos de la naturaleza han dado origen a una gran variedad de condiciones diferentes de suelos, y por lo tanto son innumerables las limitaciones matemáticas en la resolución de los problemas de la ingeniería de suelos.

Por lo anterior, se emplea que para realizar el estudio geotécnico de un sitio, es indispensable partir del conocimiento detallado de su estratigrafía, para relacionar la obtención de las muestras alteradas e inalteradas, después para la programación de pruebas de laboratorio, definición de los criterios de análisis de estabilidad y comportamiento, y finalmente para la selección del procedimiento constructivo.

Para tal efecto, todas las obras de ingeniería se apoyan en la superficie terrestre, sean terracerías, presas, edificios, puentes, etc., consisten en dos partes: la primera seria la superior o superestructura y la segunda seria la inferior o cimentación.

La cimentación es entonces, el elemento de conexión que permite un apoyo adecuado de la superestructura al suelo o roca subyacente.

La ingeniería en cimentaciones permite aplicar los principios de la Mecánica de Suelos y el juicio ingenieril, para resolver los problemas que plantea el proporcionar un apoyo adecuado a la superestructura.

Así mismo se predice la respuesta del subsuelo de un camino y de las condiciones geométricas y de la carga. También le conciernen problemas de retención de masas de suelo mediante algún tipo de elemento estructural, como muros de retención o ademes.

Corresponde al ingeniero de cimentaciones definir el tipo de cimentación más adecuado en cada caso, debiendo tomar en cuenta todos los aspectos que involucren el buen funcionamiento, la economía y la seguridad que necesiten este tipo de proyectos.

El presente trabajo consiste, en la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos para la realización de una excavación profunda y la construcción de ocho niveles superiores en zona de lomas, en Periférico Sur, en la colonia San Angel Inn, en el Distrito Federal.



Con la finalidad de determinar el tipo de cimentación y los métodos de trabajo más adecuados para su construcción. Proporcionando los lineamientos geotécnicos que se deben seguir para realizar este tipo de proyectos, examinando las condiciones particulares del subsuelo y analizando las posibles alternativas de cimentación.

A continuación, se realiza una breve reseña del contenido de cada capítulo del presente trabajo de tesis.

- Capítulo I. **Descripción del proyecto.** Se describen las características del predio en estudio, definiendo las colindancias del terreno y su ubicación. Se realiza una descripción del proyecto arquitectónico, en el que se incluyen algunos planos y croquis que faciliten la descripción del escrito.
- Capítulo II. **Exploración Geotécnica.** Se determina la estratigrafía del suelo mediante las pruebas realizadas en el sitio de estudio, también las condiciones actuales y pasadas que afectaron al predio, así como la descripción de cada uno de los procedimientos ocupados y los instrumentos empleados en los trabajos.
- Capítulo III. **Descripción Estratigráfica del Suelo.** Se describe la geología del sitio en forma general, también se determina la secuencia estratigráfica del subsuelo encontrado en el sitio de interés de acuerdo a los sondeos realizados.
- Capítulo IV. **Pruebas de Laboratorio.** Presenta la descripción de los análisis de laboratorio para determinar el tipo de suelo en el que se va a desplantar y apoyar la cimentación del edificio, en estas se determina: contenido de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, compresión simple, compresión triaxial, así como pruebas de consolidación unidimensional y granulometría.
- Capítulo V. **Diseño de Cimentación.** Se define el tipo de cimentación de acuerdo a los resultados obtenidos en las pruebas de campo y laboratorio, considerando los criterios para su diseño y determinar la capacidad de carga.
- Capítulo VI. **Estabilidad de Taludes.** Se define el tipo de anclas a utilizar para dar estabilidad a los taludes del sitio, así como su procedimiento de colocación y las especificaciones necesarias para su adecuado funcionamiento.



- Capítulo VII. **Proceso Constructivo.** Se hace una descripción detallada del proceso constructivo que se deberá seguir para realizar la excavación correctamente, así como las medidas de precaución necesarias para garantizar la seguridad durante esta etapa.
  
- Capítulo VIII. **Instrumentación.** Se propone colocar instrumentos como referencia para que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada, así mismo advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad y obtener información básica del comportamiento del suelo.
  
- Capítulo IX. **Conclusiones y Recomendaciones.** Se hace una reseña de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se hacen respecto al tipo de la cimentación propuesta.

# CAPITULO



## 1. Descripción del Proyecto



Foto - 1 Panorámicas de la fachada principal y del sitio de estudio



## 1.2 Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio constituido por ocho niveles superiores para oficinas, y cuatro sótanos para estacionamiento que cubrirá todo el terreno, se tiene la alternativa de que puedan ser únicamente tres sótanos. 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 máxima de 13 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta del Periférico en el caso de cuatro sótanos y de 10 m de profundidad en el caso de tres sótanos.

## 1.3 Colindancias y condiciones actuales del predio

Actualmente el predio en estudio es utilizado como estacionamiento vehicular y dentro de él, sobre el costado sur existe una estructura de un nivel, un semisótano con un área reducida y algunos muros divisorios que se encuentran en proceso de demolición, en esta zona se tiene piso de concreto hidráulico, el resto del área se encuentra libre y la superficie se tiene cubierta por gravillas de tezontle y arena.



Foto - 2 Estructuras existentes dentro del predio

Las colindancias del terreno en estudio son las siguientes: hacia el norte colinda con un edificio de 7 niveles propiedad de la empresa Televisa destinado para estacionamiento, al sur con un pasillo de aproximadamente 4 m de ancho que da servicio al edificio de Qualitas constituido por un semisótano y tres niveles superiores el cual se encuentra separado de la colindancia sur a una distancia de 4 m aprox., hacia la parte posterior del predio (colindancia poniente) se tiene el patio del Colegio Oxford, y sus estructuras más cercanas se encuentran a 8 m de distancia aprox. de éste lindero, finalmente hacia el oriente se tiene el acceso principal al terreno en estudio y colinda con la vialidad del Periférico Sur.

En la Figura - 2 se muestra un plano donde se indican las colindancias del predio arriba mencionadas.

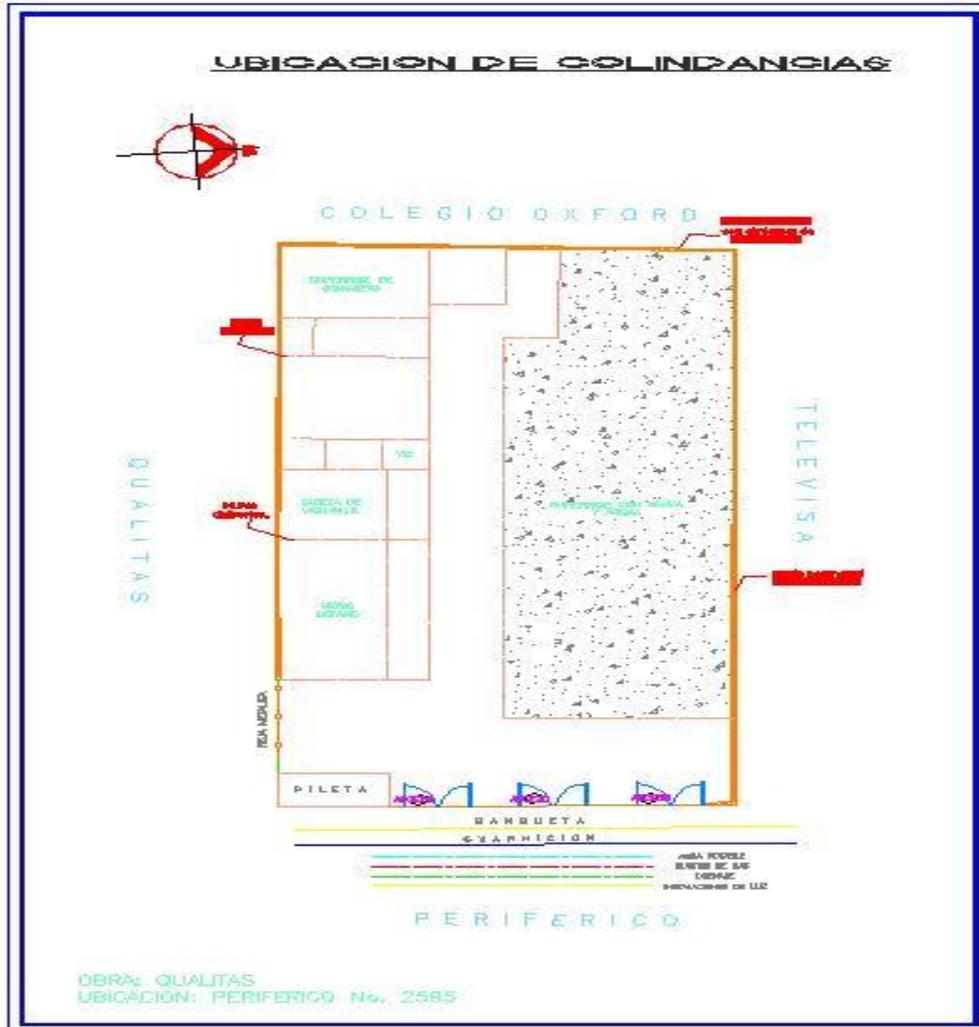


Figura - 2 Colindancias del terreno en estudio.

A continuación se presentan una serie de fotografías, en las que se puede observar de mejor manera las condiciones actuales en las que se encuentra el predio en estudio y en la Figura - 3 se indica la ubicación en planta de la posición desde donde fueron tomadas dichas fotografías.

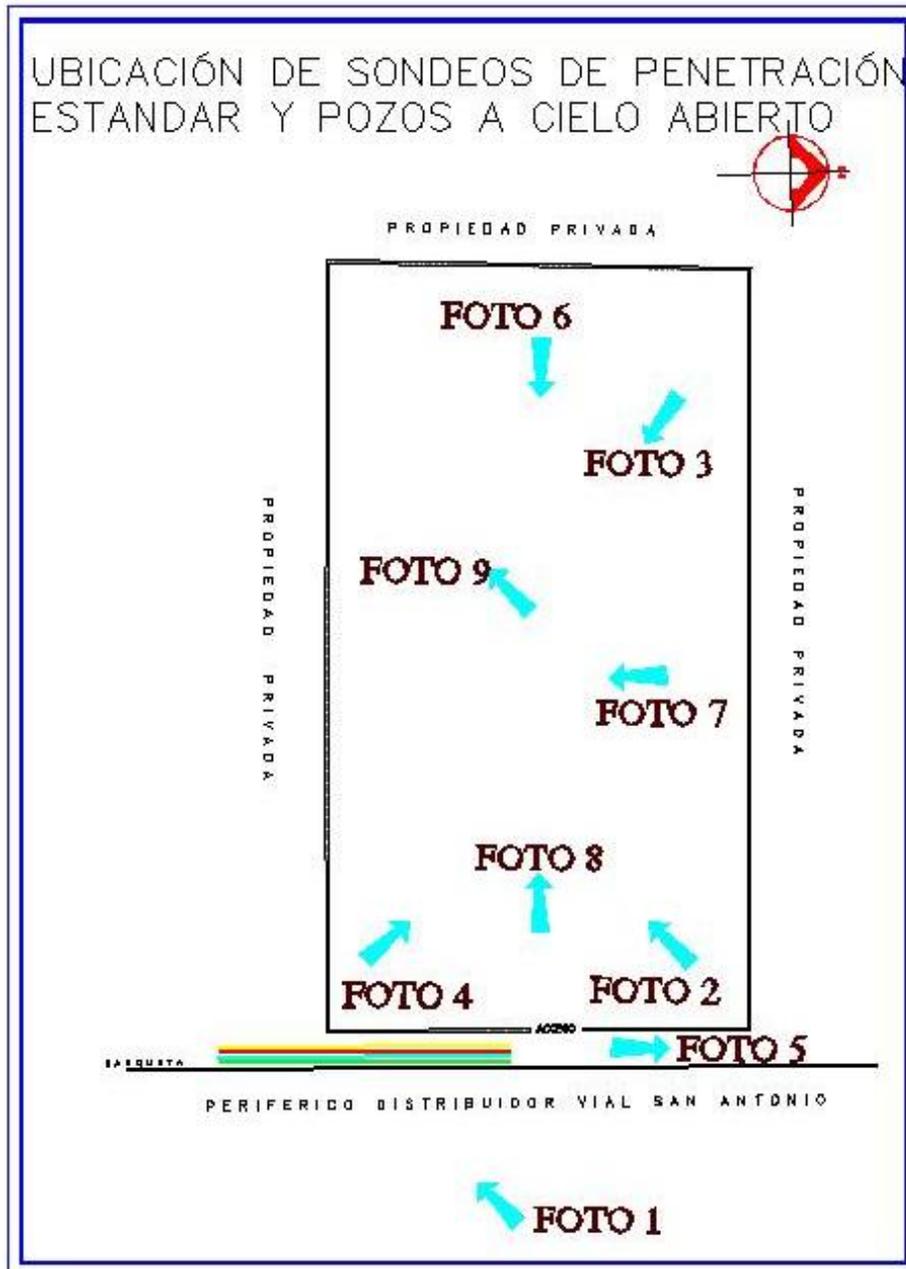


Figura - 3 Posición de las fotografías tomadas.



Foto - 3 Fachada principal del predio del predio en estudio



Foto - 4 Panorámica al interior del predio



Foto - 5 Estructura de 7 niveles localizada sobre colindancia norte

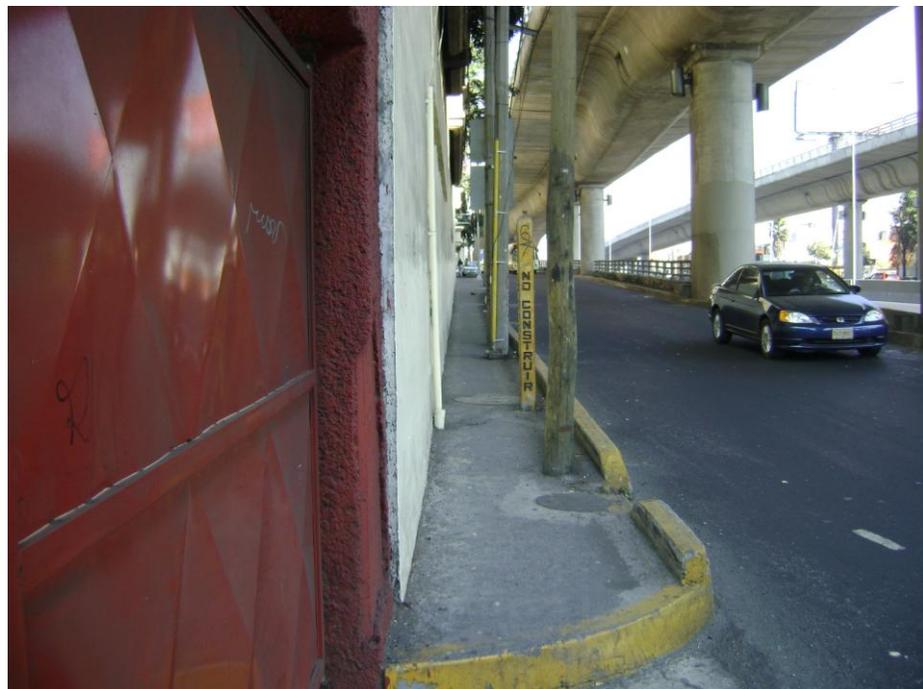


Foto - 6 Colindancia oriente del terreno en estudio (Av. Periférico Sur)

### 1.4 Topografía del sitio de interés

El terreno en estudio cuenta con un área de 1,250.00 m<sup>2</sup> aproximadamente, tiene una forma regular y presenta una superficie plana con un desnivel ascendente de oriente a poniente de hasta 1.7m aproximadamente. Lo anterior se puede observar en el plano topográfico del predio mostrado en la Figura – 4.

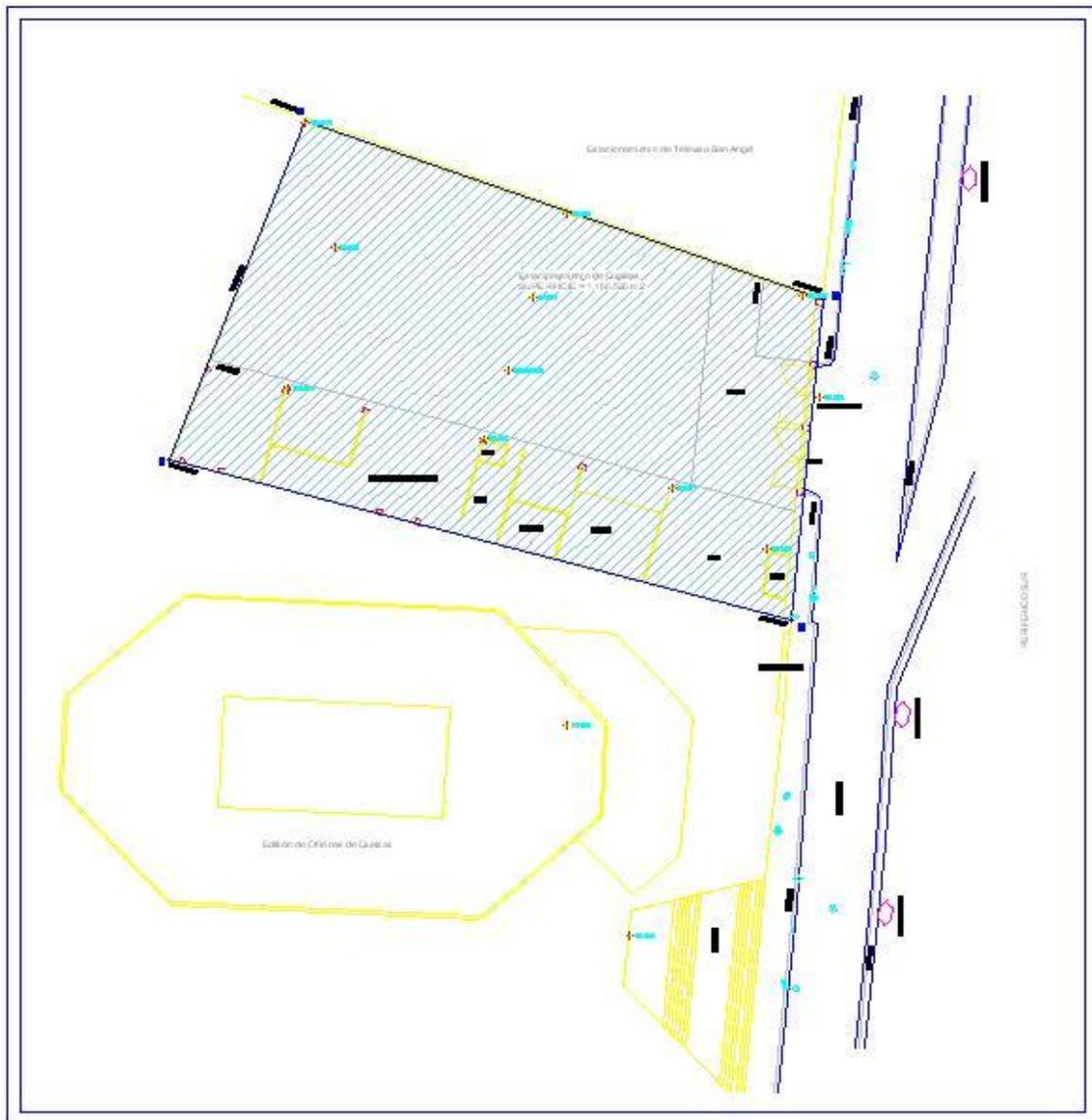


Figura - 4 Plano topográfico



## 1.5 Objetivos

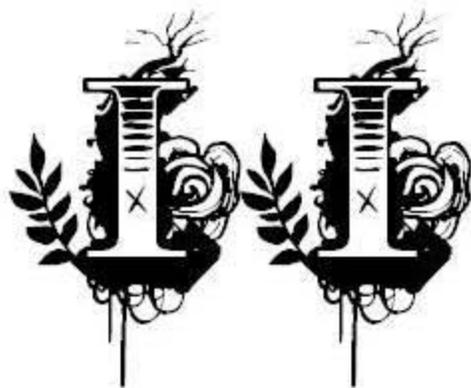
Los objetivos del estudio a realizar son:

- 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





## 2. Exploración Geotécnica



## 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 tres pozos a cielo abierto.



Foto - 7 Exploración de campo realizada dentro del 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.



Foto - 8 Muestras extraídas 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 detecto 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 en las figuras 6 a 8 se presentan los perfiles de cada uno de los pozos excavados.

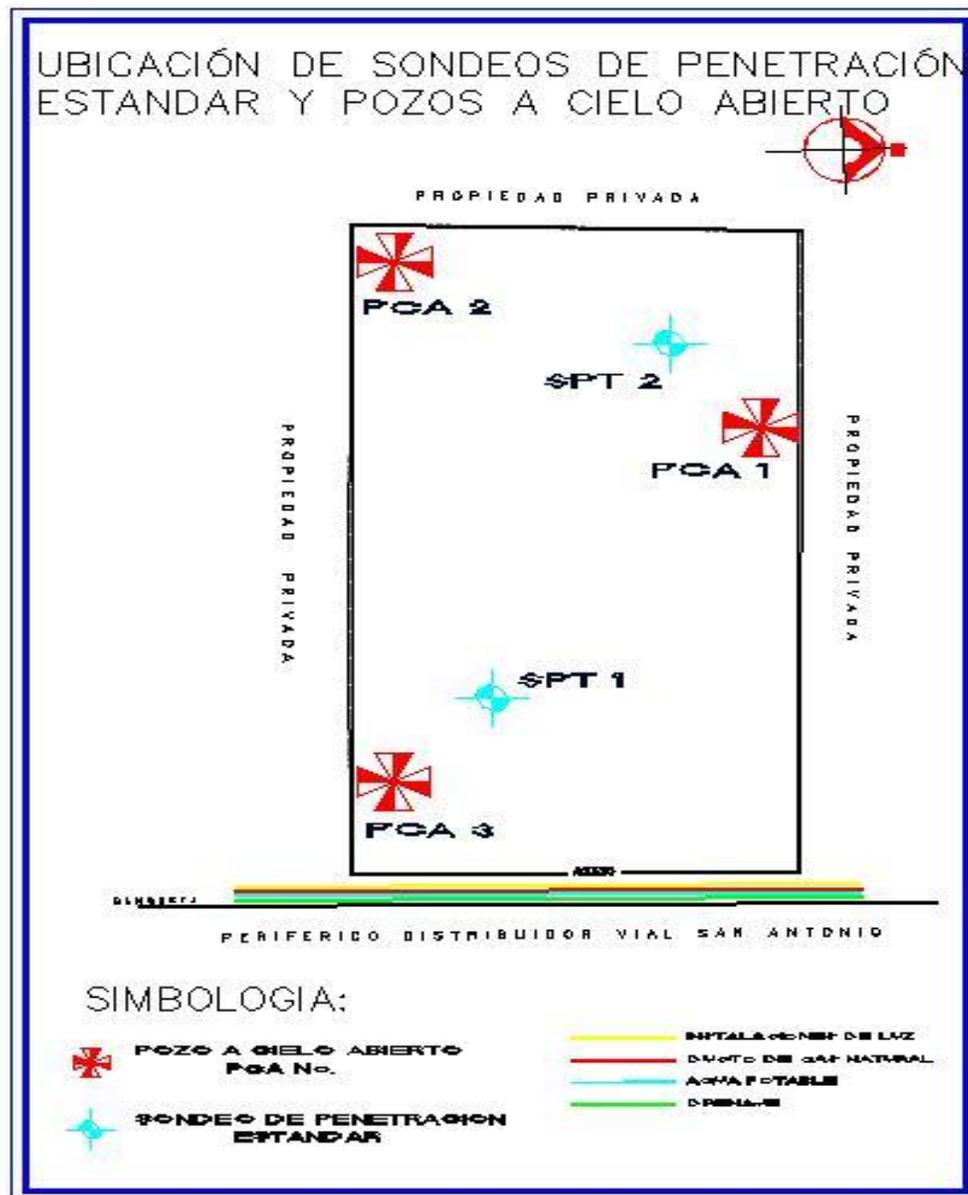


Figura - 5 Localización De Sondeos Y Pca'S.

POZO A CIELO ABIERTO.		OBRA : QUALITAS PERIFERICO																	
PCA - 1		LOCALIZACION : COL. SAN ANGELENN																	
		TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO																	
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION	PERFIL APROXIMADO	CL	W	LL	LP	IP	QU	G	A	F	UU	NO CONSOLIDADA - NO DRENADA	C	Ø	h	S <sub>s</sub>	SIMBOLOGIA	
0.00	PCA-1																	ARCILLA	CONCRETO
0.20	ARENA FINA Y GRUESA CON GRAVILLAS Y MAT. CONTAMINADO																	SUELO VEGETAL	
0.40	RELLENO DE ARCILLA POCO LIMO SA, GRIS CLARO POCO ARENOSA CON RESIDUOS DE TABIQUE ROJO		CL	32.6	49	29.1	19.9		39.2	36.4	24.3	4.7	13					ARENA	
0.60																		GRAVAS	
0.80																		BOLEOS	
1.00	ARCILLA CEMENTADA		CL	42.7	52	31.3	20.6											LIMO	
1.20	↑ NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION																	RELLENO	
1.40																		W = CONTENIDO DE AGUA	
1.60																		LL = LIMITE LIQUIDO	
1.80																		LP = LIMITE PLASTICO	
2.00																		IP = INDICE PLASTICO	
2.20																		QU = COM PRESION SIMPLE	
2.40																		G = GRAVA	
2.60																		A = ARENA	
2.80																		F = FINOS	
3.00																		UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL	
3.20																		NO CONSOLIDADA - NO DRENADA	
3.40																		C = COHESION (en m <sup>2</sup> )	
																		Ø = ANGULO DE FRICCION INTERNA	
																		h = PESO VOLUMETRICO	
																		S <sub>s</sub> = DENSIDAD DE SOLIDOS	



Figura - 6 Perfil Estratigráfico Del Pca – 1.

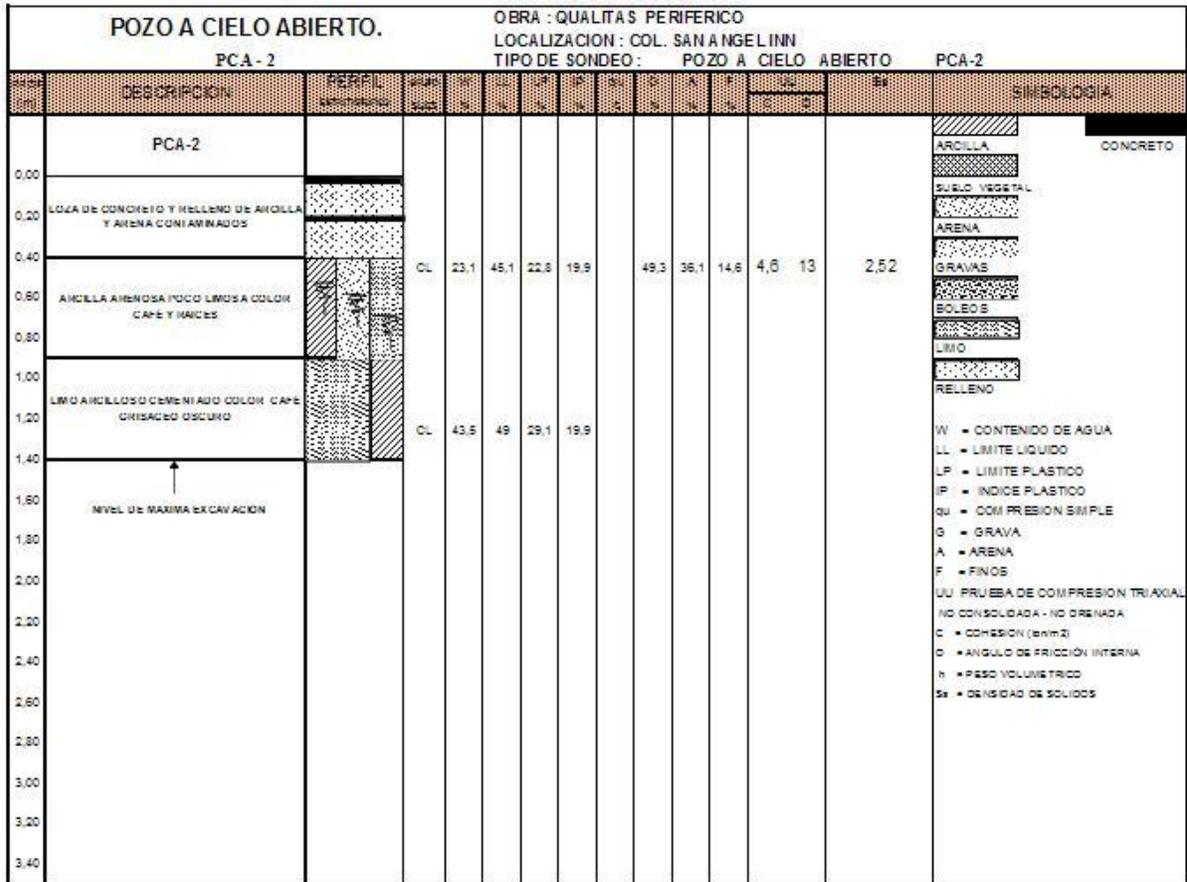


Figura - 7 Perfil Estratigráfico Del Pca – 2.

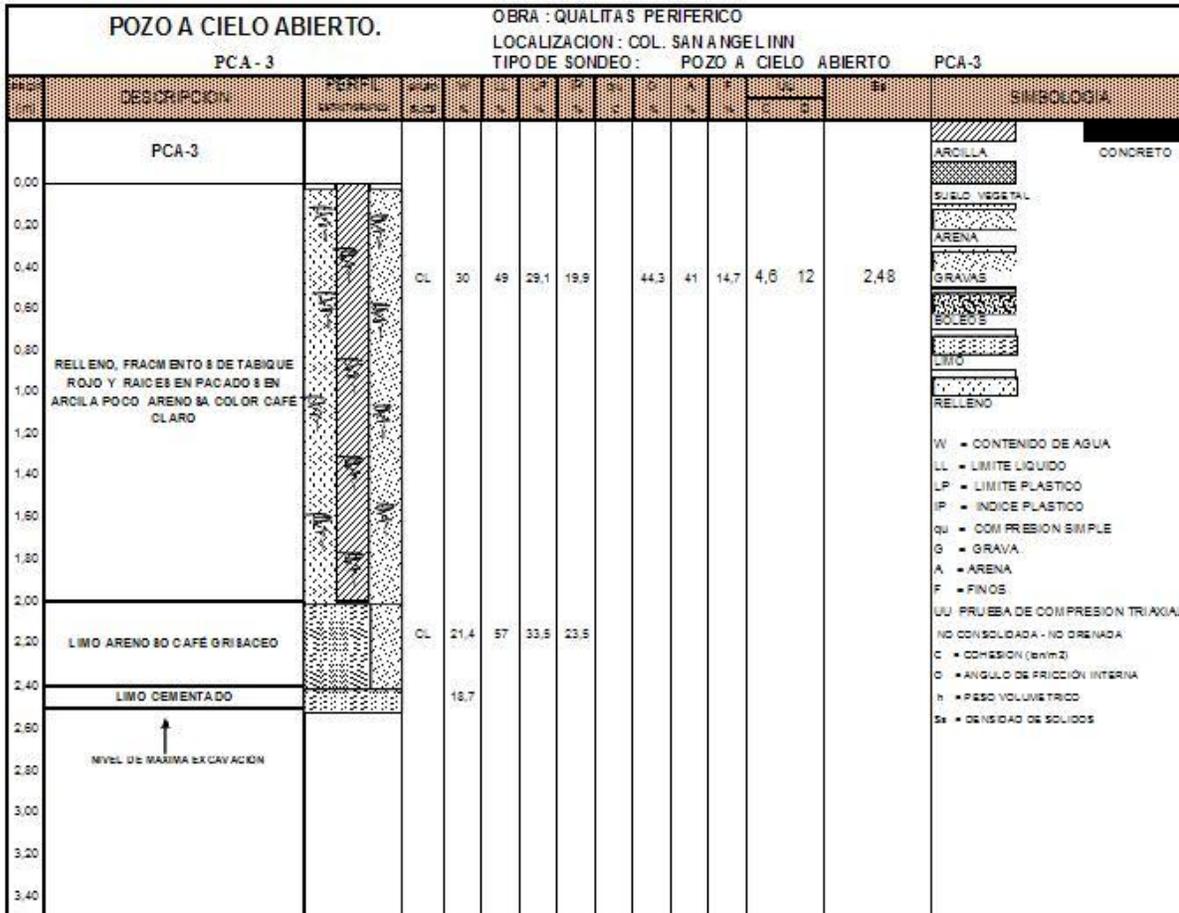


Figura - 8 Perfil Estratigráfico Del Pca – 3.



### 2.3 Sondeo con equipo mecánico

Además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, se realizaron dos sondeos profundos en el sitio de interés a 25 m de profundidad cada uno y ubicados en los extremos, a los cuales se les denominaron SPT-1 y SPT-2.

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 25m 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, a continuación se presenta en qué consiste:

#### 2.3.1 Método de penetración estándar

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

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

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los 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 la prueba de penetración estándar.**

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

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

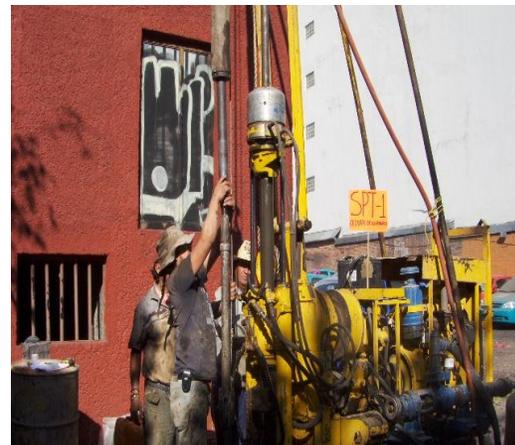


Foto - 9 Equipo de perforación y ejecución de sondeos profundos.

En las figuras 9 y 10 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados, y en las figuras 11 y 12 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos realizados en el interior del predio.

## REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:		QUALITAS PERIFERICO			COORDENADAS: X			Y	Z		
LOCALIZACIÓN:		PERIFERICO SUR No. 2995 COL. SAN ANGEL INN			FECHA DE INICIO:			Hrs.			
POZO No.		1			TERMINACIÓN:			Hrs.			
TIPO DE SONDEO:		SPT									
LONG YEAR 34					BOMBA MOYNO 3LB						
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 18 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (CERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	0,00	0,10	0,10	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
1	0,10	0,70	0,60	0,17			9	19	8	T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café oscuro.
2	0,70	1,30	0,60	0,34			3	11	6	T.P.	Limo arcilloso poco arenoso con gravas café oscuro.
3	1,30	1,70	0,40	0,15			42	50/25		T.P.	Limo cementado poco arenoso café claro.
-	1,70	1,90	0,20	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
4	1,90	2,20	0,30	0,27			31	50/15		T.P.	Limo cementado con escasa arena varios tonos.
-	2,20	2,60	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
5	2,60	2,65	0,15	0,13			50			T.P.	Arena media poco limosa con gravas café claro.
-	2,65	3,10	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
6	3,10	3,70	0,60	0,41			15	27	12	T.P.	Limo arenoso con arena pumítica café claro.
7	3,70	4,30	0,60	0,42			16	38	40	T.P.	Arena media poco limosa con gravillas café claro y blancucas.
8	4,30	4,43	0,13	0,11			50/13			T.P.	Arena fina poco limosa café claro.
-	4,43	4,90	0,47	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
9	4,90	5,25	0,35	0,21			28	50/20		T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
-	5,25	5,60	0,25	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
10	5,60	5,75	0,25	0,17			25	50/10		T.P.	Limo arenoso cementado poco arcilloso café claro.
-	5,75	6,10	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
11	6,10	6,25	0,15	0,12			50			T.P.	Limo cementado café claro.
-	6,25	6,70	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
12	6,70	6,85	0,15	0,11			50			T.P.	Arena media poco limosa con gravillas café claro.
-	6,85	7,30	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
13	7,30	7,46	0,15	0,08			50			T.P.	Limo arenoso café claro.
-	7,46	7,90	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
14	7,90	8,20	0,30	0,27			25	50/15		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.
-	8,20	8,60	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
NIVEL FREÁTICO (m).				TURNO DE:		HRS.		PROF. PROYECTO: 25 MTS.			
OBSERVACIONES GENERALES:								PROF. REAL: 25 MTS.			
								OPERADOR: ALEJANDRO VILLANUEVA			
								SUPERVISOR: ING. OMAR PINEDA PINEDA			
ADEME (m).								FECHA:			

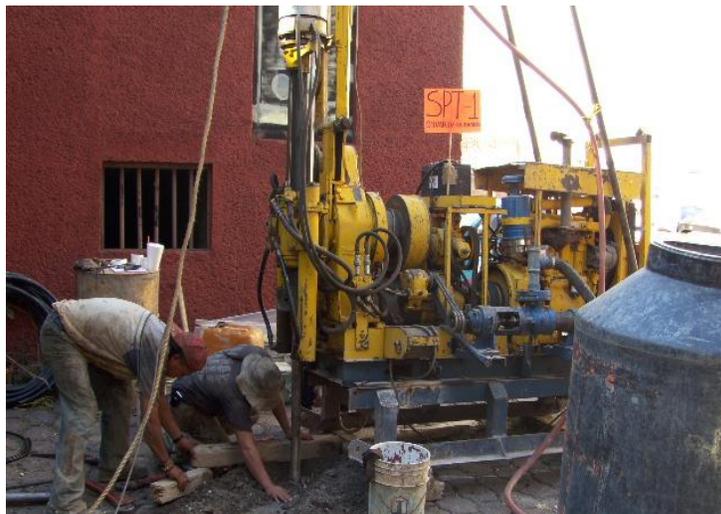


Figura - 9 Registro de Campo del Spt – 1

## REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:		QUALITAS PERIFERICO				COORDENADAS: X			Y	Z		
LOCALIZACIÓN:		PERIFERICO SUR No. 2995 COL. SAN ANGEL INN				FECHA DE INICIO:			00/01/1900	Hrs.		
POZO No.:		1				TERMINACIÓN:				Hrs.		
TIPO DE SONDEO:		SPT										
LONG YEAR 34						BOMBA MOYNO 3 LB						
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR RESOL DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 18 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEBERE)	Nº DE GOLPES EN					
							15 cm.	30 cm.	15 cm.			
15	8,50	8,65	0,15	0,12			50			T.P.	Limo arenoso cementado café claro.	
-	8,65	9,10	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
16	9,10	9,40	0,30	0,25			31	50/15		T.P.	Limo arenoso café claro.	
-	9,40	9,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
17	9,70	9,95	0,25	0,20			36	50/10		T.P.	Limo arenoso café claro.	
-	9,95	10,30	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
18	10,30	10,65	0,35	0,28			28	50/20		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.	
-	10,65	10,90	0,25	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
19	10,90	11,30	0,40	0,34			18	50/25		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.	
-	11,30	11,50	0,20	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
20	11,50	11,90	0,40	0,34			16	50/25		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.	
-	11,90	12,10	0,20	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
21	12,10	12,40	0,30	0,22			17	50/15		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.	
-	12,40	12,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
22	12,70	13,00	0,30	0,17			21	50/15		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.	
-	13,00	13,30	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
23	13,30	13,90	0,60	0,44			18	33	21	T.P.	Arena pumítica con gravillas poco limosa café claro.	
24	13,90	14,35	0,45	0,32			17	50		T.P.	Arena pumítica con gravillas poco limosa café claro.	
-	14,35	14,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
25	14,50	14,80	0,30	0,26			20	50/15		T.P.	Limo arenoso café claro con arena pumítica y gravillas café claro.	
-	14,80	15,10	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
26	15,10	15,40	0,30	0,21			21	50/15		T.P.	Limo arenoso café claro.	
-	15,40	15,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16	
27	15,70	16,30	0,60	0,48			18	31	23	T.P.	Arena fina poco limosa con lente de arena pumítica en zapata café claro.	
14	16,30	16,55	0,25	0,05			27	50/10		T.P.	Sin recuperación.	
NIVEL FREÁTICO (m).						TURNO DE		HRS.			PROF. PROYECTO: 25 MTS.	
OBSERVACIONES GENERALES:											PROF. REAL: 25 MTS.	
											OPERADOR: ALEJANDRO VILLANUEVA	
											SUPERVISOR: ING. OMAR PINEDA PINEDA	
ADBME (m).											FECHA:	

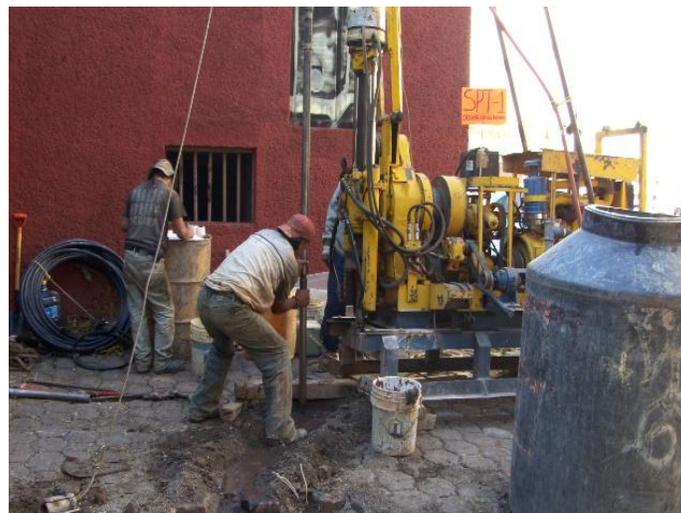


Figura - 9 Registro de Campo del Spt-1



REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:	QUALITAS PERIFERICO	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	PERIFERICO SUR No. 2995 COL. SAN ANGEL INN	FECHA DE INICIO:	Hrs.	
POZO No.	1	TERMINACIÓN:	Hrs.	
TIPO DE SONDEO:	SPT	BOMBA MOYNO 316		
LONG YEAR 34				

MUESTRA (No.)	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEBE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	16,55	16,90	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
28	16,90	17,50	0,60	0,32			18	29	19	T.P.	Limo arenoso café claro.
29	17,50	18,10	0,60	0,23			8	30	16	T.P.	Arena pumítica poco limosa café claro.
30	18,10	18,70	0,60	0,26			3	37	50	T.P.	Arena limosa café claro con arena pumítica gris.
31	18,70	19,00	0,30	0,21			27	50/15		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19,00	19,30	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
32	19,30	19,55	0,25	0,18			31	50/10		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19,55	19,90	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
33	19,90	20,35	0,45	0,28			22	50		T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
-	20,35	20,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
34	20,50	21,10	0,60	0,33			12	26	30	T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
35	21,10	21,25	0,15	0,13			50			T.P.	Limo arenoso con gravillas poco arcilloso café claro.
-	21,25	21,70	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
36	21,70	22,15	0,45	0,35			22	50		T.P.	Limo arenoso café claro.
-	22,15	22,30	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
37	22,30	22,90	0,60	0,41			12	31	20	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
38	22,90	23,35	0,45	0,34			25	50		T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
-	23,35	23,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
39	23,50	23,95	0,45	0,32			20	50		T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
-	23,95	24,10	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
40	24,10	24,55	0,45	0,12			16	50		T.P.	Limo arenoso café claro.
-	24,55	24,70	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
41	24,70	25,00	0,30	0,25			23	50/15		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.

NIVEL FREÁTICO (m):	TURNO DE:	HRS.	PROF. PROYECTO:	25 MTS.
OBSERVACIONES GENERALES:			PROF. REAL:	25 MTS.
			OPERADOR:	ALEJANDRO VILLANUEVA
			SUPERVISOR:	ING. OMAR PINEDA PINEDA
ADEME (m):			FECHA:	

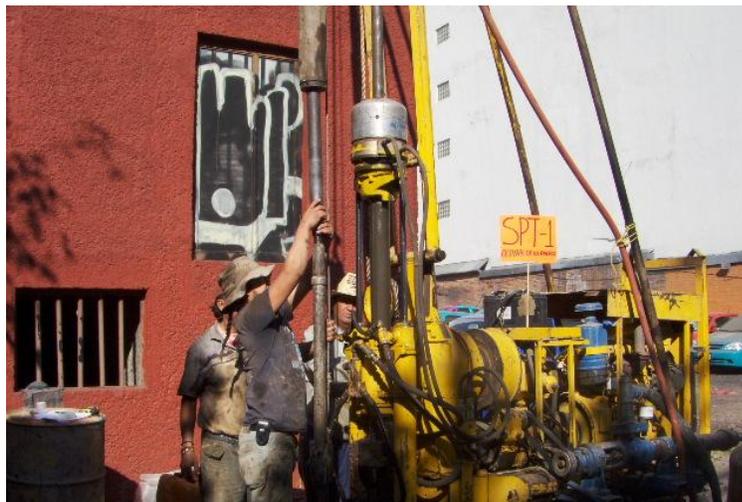


Figura - 9 Registro De Campo Del Spt-1

## REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

MUESTRA No.		PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 6.4 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.				
1	0,00	6,00	0,60	0,28		3	13	7	T.P	Arilla poco limosa café oscuro con gravas con pedacera de tabique		
2	0,60	0,85	0,25	0,21		6	50/10	---	T.P	Arilla poco limosa con limo cementado en zapata		
---	0,85	1,20	0,35	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
3	1,20	1,35	0,15	0,13		50	---	---	T.P	Arena media poco limosa con gravillas café claro		
---	1,35	1,80	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
4	1,80	1,95	0,15	0,14		50	---	---	T.P	Arena media poco limosa con gravillas café claro		
---	1,95	2,40	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
5	2,40	2,70	0,30	0,27		18	50/15	---	T.P	Limo arenoso café claro		
---	2,70	3,00	0,30	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
6	3,00	3,15	0,15	0,13		50	---	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro		
---	3,15	3,60	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
7	3,60	3,75	0,15	0,14		50	---	---	T.P	Limo cementado poco arenoso café claro		
---	3,75	4,20	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
8	4,20	4,35	0,15	0,14		50	---	---	T.P	Limo arenoso con gravas café claro		
---	4,35	4,80	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
9	4,80	4,95	0,15	0,09		50	---	---	T.P	Limo arenoso café claro		
---	4,95	5,40	0,45	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
10	5,40	5,53	0,13	0,11		50/13	---	---	T.P	Limo arenoso poco cementado café claro		
---	5,53	6,00	0,47	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
11	6,00	6,30	0,30	0,27		36	50/15	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro		
---	6,30	6,60	0,30	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
12	6,60	7,00	0,40	0,33		18	50/25	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro		
---	7,00	7,20	0,20	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		
13	7,20	7,60	0,40	0,31		21	50/25	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro		
---	7,60	7,80	0,20	---		Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"		

OBSERVACIONES GENERALES: \_\_\_\_\_

ADEME (m). \_\_\_\_\_

PROF. PROYECTO: 25 MTS.  
 PROF. REAL: 26.10 MTS.  
 OPERADOR: ALEJANDRO VILLANUEVA  
 SUPERVISOR: ING. OMAR PINEDA PINEDA  
 FECHA: \_\_\_\_\_



Figura - 10 Registro De Campo Del Spt-2

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: <u>QUALITAS PERIFERICO</u>		COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____	
LOCALIZACIÓN: <u>PERIFERICO SUR No. 2695 COL SAN ANGEL INN</u>		FECHA DE INICIO: _____ Hrs: _____	
POZO No. <u>2</u>		TERMINACIÓN: _____ Hrs: _____	
TIPO DE SONDEO: <u>SPT</u>		BOMBA: <u>MOYNO 3LB</u>	
LON G'EAR <u>34</u>			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIONES STANDARD PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
14	7,80	7,95	0,15	0,13			50	---	---	T.P	Limo arenoso cementado con gravillas café claro
---	7,95	8,40	0,45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
15	8,40	8,85	0,45	0,36			18	50	---	T.P	Limo arenoso cementado con gravillas café claro
---	8,85	9,00	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
16	9,00	9,45	0,45	0,37			22	50	---	T.P	Limo arenoso cementado con gravillas café claro
---	9,45	9,60	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
17	9,60	10,20	0,60	0,53			16	33	22	T.P	Arena pumitica poco limosa con gravas café claro
18	10,20	10,80	0,60	0,55			13	30	20	T.P	Arena pumitica poco limosa con gravas café claro
19	10,80	11,40	0,60	0,40			6	33	21	T.P	Arena pumitica poco limosa con gravas café claro
20	11,40	12,00	0,60	0,57			14	29	16	T.P	Arena pumitica poco limosa con gravas café claro
21	12,00	12,35	0,35	0,28			11	50/20	---	T.P	Limo arenoso cementado con gravillas café claro
---	12,35	12,60	0,25	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
22	12,60	12,95	0,35	0,28			16	50/20	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	12,95	13,20	0,25	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
23	13,20	13,80	0,60	0,32			11	37	20	T.P	Arena media poco limosa café claro
24	13,80	14,20	0,40	0,31			8	50/25	---	T.P	Arena pumitica poco limosa café claro
---	14,20	14,40	0,20	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
25	14,40	14,80	0,40	0,24			19	50/25	---	T.P	Arena media pumitica poco limosa café claro
---	14,80	15,00	0,20	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
26	15,00	15,45	0,45	0,34			15	50	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	15,45	15,60	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
27	15,60	15,95	0,35	0,31			17	50/20	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	15,95	16,20	0,25	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
28	16,20	16,80	0,60	0,34			18	39	22	T.P	Arena pumitica con gravillas poco limosa café claro
29	16,80	17,25	0,45	0,21			18	21	---	T.P	Arena pumitica con gravillas poco limosa café claro

NIVEL FREÁTICO (m): _____	TIPO DE _____	HRS. _____	PROF. PROYECTO: <u>25 MTS.</u>
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: <u>26.10 MTS.</u>
			OPERADOR: <u>ALEJANDRO VILLANUEVA</u>
			<u>ING. OMAR PINEDA PINEDA</u>
ADEME (m): _____			FECHA: _____



Figura - 10 Registro De Campo Del Spt-2



REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:		QUALITAS PERIFERICO					COORDENADAS: X			Y	Z	
LOCALIZACIÓN:		PERIFERICO SUR No. 2895 COL.SAN ANGEL INN					FECHA DE INICIO:			Hrs.		
POZO No.		2					TERMINACIÓN:			Hrs.		
TIPO DE SONDEO:		SPT										
LON GYEAR 34							BOMBA: MOYNO 3L6					
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIONES STANDARD PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN					
---	17,25	17,40	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
30	17,40	17,70	0,30	0,16			28	50/15	---	T.P	Arena puritica con limo arenoso cementado café claro	
---	17,70	18,00	0,30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
31	18,00	18,30	0,30	0,10			18	50/15	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	18,30	18,60	0,30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
32	18,60	18,85	0,25	0,23			35	5	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	18,85	19,20	0,35	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
33	19,20	19,65	0,45	0,33			18	50	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	19,65	19,80	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
34	19,80	20,25	0,45	0,38			15	50	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	20,25	20,40	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
35	20,40	20,85	0,45	0,34			18	50	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	20,85	21,00	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
36	21,00	21,45	0,45	0,38			25	50	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	21,45	21,60	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
37	21,60	22,20	0,60	0,43			17	35	22	T.P	Limo arenoso café claro	
---	22,20	22,80	0,60	0,25			18	41	23	T.P	Limo arenoso café claro	
39	22,80	23,25	0,45	0,31			12	50	---	T.P	Limo arenoso café claro	
---	23,25	23,40	0,15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
40	23,40	23,55	0,15	0,13			50	---	---	T.P	Limo arenoso cementado café claro	
---	23,55	24,00	0,45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
41	24,00	24,15	0,15	0,14			50	---	---	T.P	Limo arenoso cementado café claro	
---	24,15	24,60	0,45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
42	24,60	24,80	0,20	0,15			35	50/5		T.P	Arena fina poco limosa con gravillas café claro	
---	24,80	25,20	0,40	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 1/16"	
NIVEL FREÁTICO (m).							TURBIDE:		HRS.		PROF. PROYECTO:	25 MTS.
OBSERVACIONES GENERALES:											PROF. REAL:	26.10 MTS.
											OPERADOR:	ALEJANDRO VILLANUEVA
											SUPERVISOR:	ING. OMAR PINEDA PINEDA
ADEME (m).											FECHA:	



Figura - 10 Registro De Campo Del Spt-2





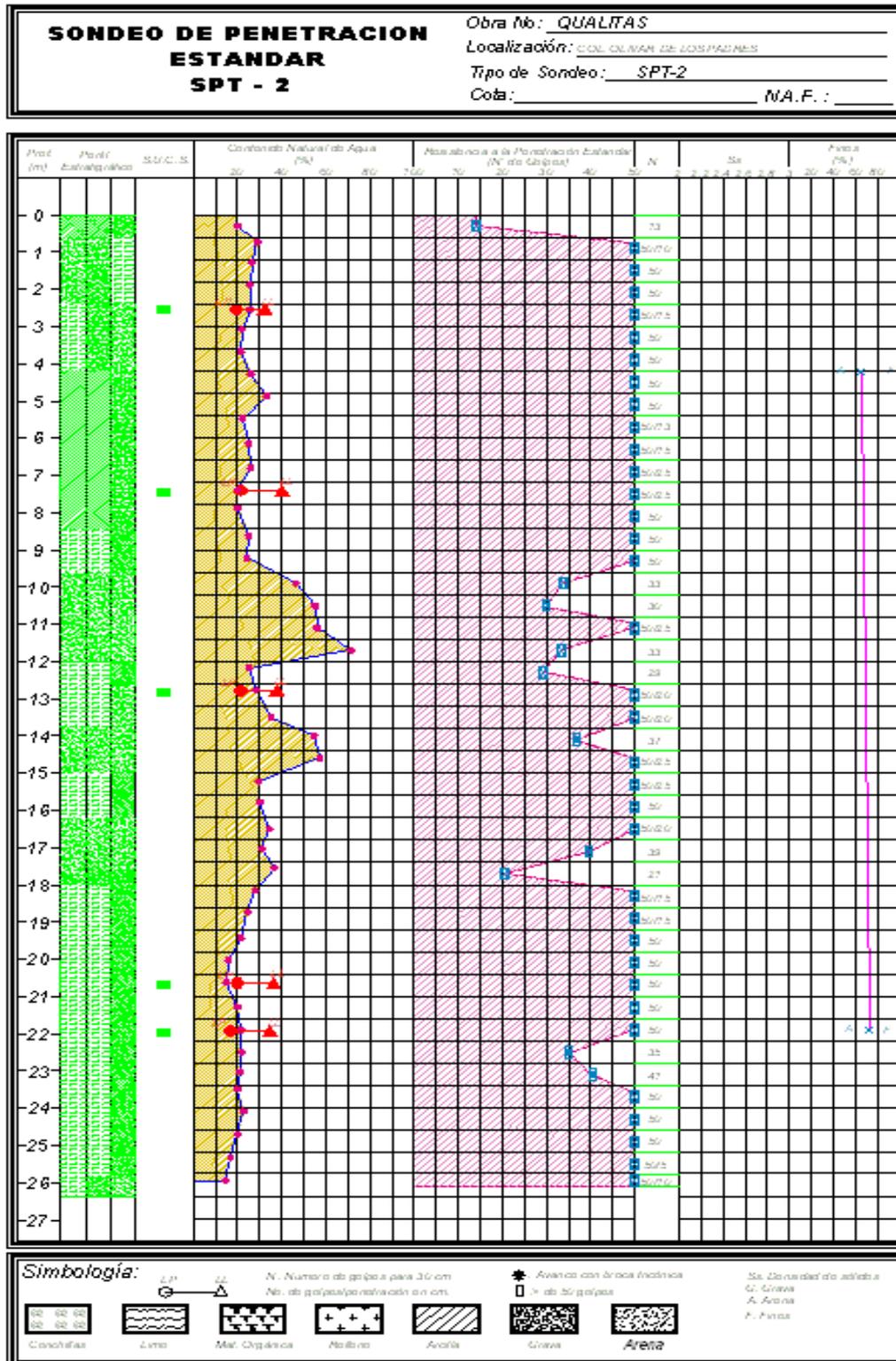
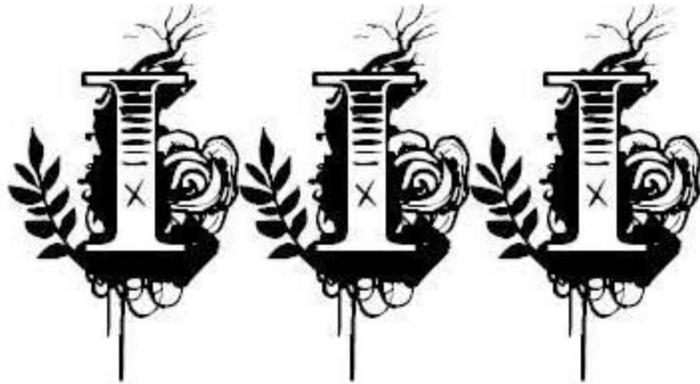


Figura - 12 Perfil Estratigráfico Spt-2

# CAPITULO



### 3. Ensayes de Laboratorio



Prueba límites de consistencia



Prueba compresión simple



Prueba triaxial



Prueba de consolidación

Foto - 10 Equipo de laboratorio

### 3.1 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. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:



Foto – 11 Labrado de muestra cubica



Foto – 12 Muestras alteradas obtenidas de los sondeos profundos

### 3.2 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



Foto - 13 Ejecución de pruebas de laboratorio

### 3.3 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

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

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, los resultados se muestran en las figuras del Anexo III.

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.



**Foto - 14 Realización de prueba triaxial**

En las figuras del Anexo III se presentan los registros de laboratorio y de la determinación del peso volumétrico natural.

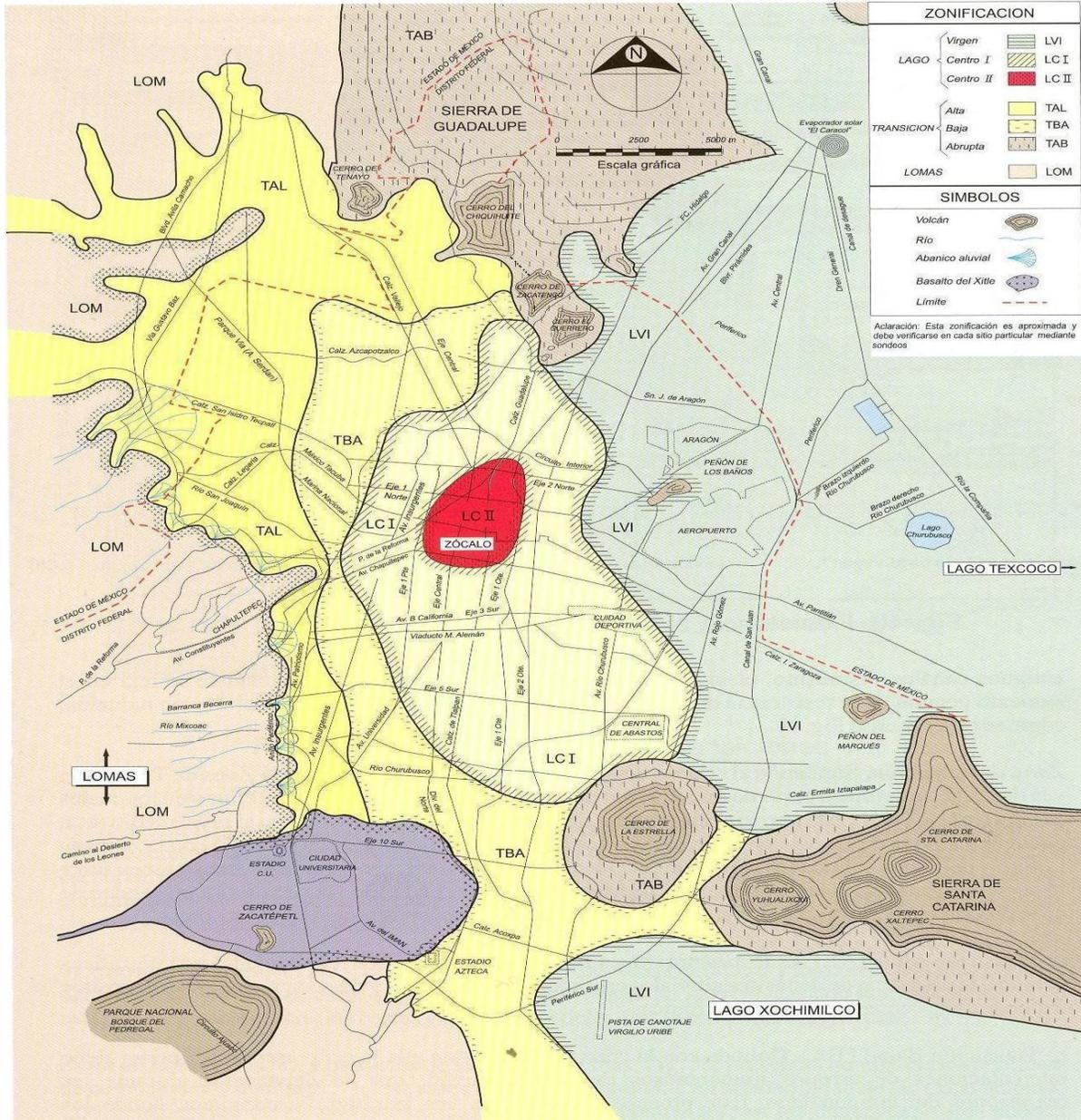
La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de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

# CAPITULO





1. Descripción estratigráfica del subsuelo



#### 4.1 Características estratigráficas y físicas del Subsuelo

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 - 13.

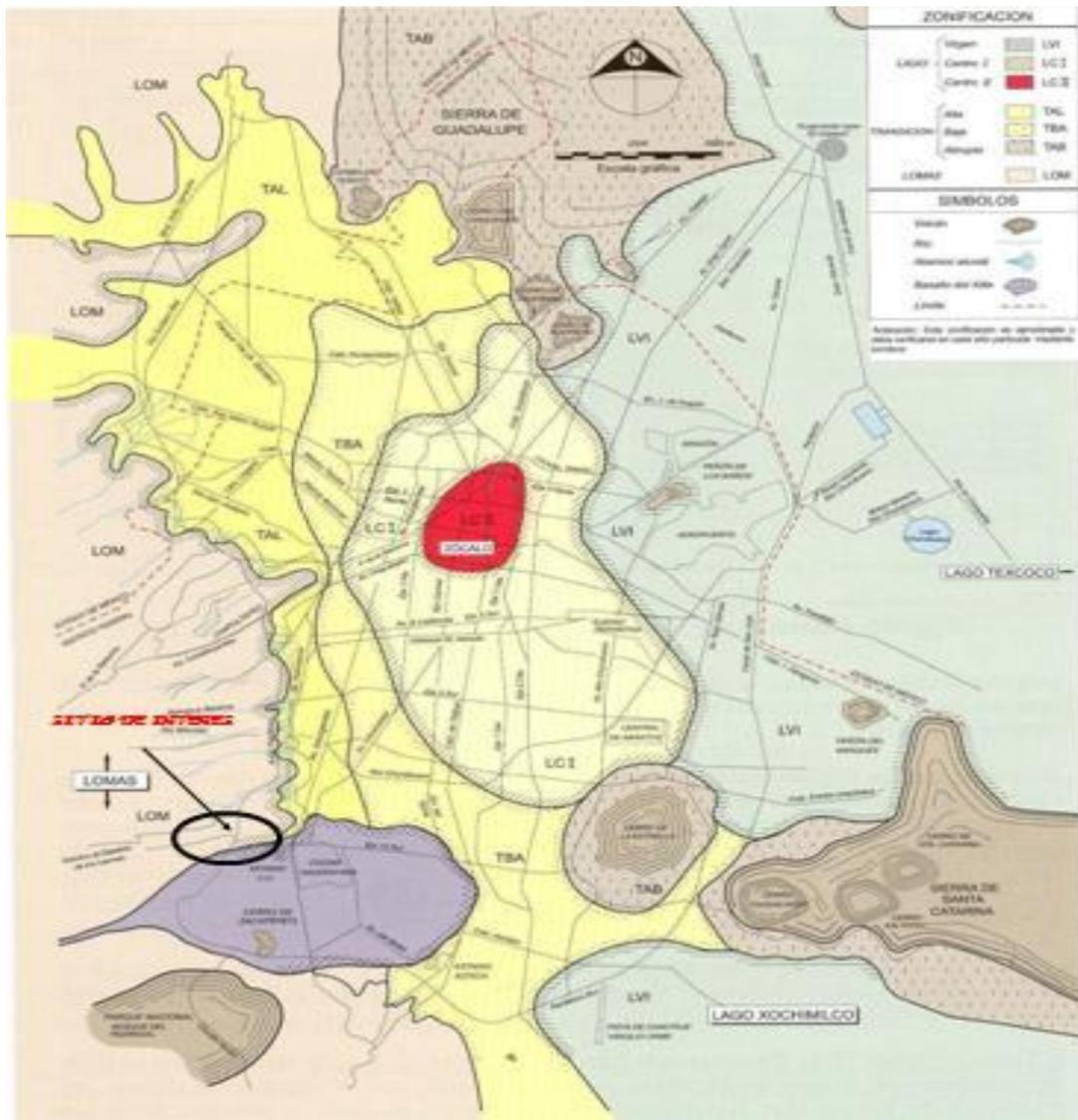


Figura - 13 Zonificación Geotécnica De La Ciudad De México.



#### 4.2 Levantamiento geológico superficial

El área de interés se encuentra al borde de los derrames basálticos del volcán Xitle, en la denominada zona de transición de basaltos, en la que se encuentra una estratigrafía que puede clasificarse como errática en la que predominan las tobas constituidas por gravas empacadas en arena cementada, producto de la disgregación mecánica y redepositación de los materiales volcánicos.

Las formaciones geológicas de los suelos que se localizan en esta zona son de origen aluvial, fluvial y volcánico. En términos generales los suelos superficiales son suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial que están constituidos por materiales granulares aluviales, principalmente arcillosas con intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico.

En esta zona la topografía original era agreste y la estratigrafía del subsuelo es muy heterogénea estando constituida superficialmente por depósitos de limo y arena fina de origen volcánico, de moderada compacidad y bajo contenido de agua. Aflorando en ocasiones o a profundidades variables, se encuentran bloques de basalto aislados empacados en los materiales antes descritos o coladas de basalto con diferentes grados de fracturamiento, de dimensiones y distribución heterogénea. En general hacia el Sur y poniente a partir de la superficie actual del terreno y en ocasiones por arriba del nivel de banqueta el material predominante corresponde a un basalto o materiales piroclásticos de compacidad media a compacta.

#### 4.3 Descripción estratigráfica del subsuelo

De acuerdo a la zonificación geotécnica el sitio en estudio se localiza en la zona de Lomas o Pétrea, como se muestra en la figura 13 de la zonificación geotécnica, 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 tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones.

El sitio de interés se localiza al Sur de la Ciudad de México, en la zona de Lomas según la regionalización establecida por Del Castillo (1), donde se detectaron rellenos redepositados del lugar en forma natural, tobas volcánicas y arenas de tipo pumítico.



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:

Se tiene superficialmente y con un espesor medio de 1.7 m, tobas volcánicas constituidas por arcillas poco limosas con escasa arena fina, de color café oscuro, de consistencia firme a muy firme, con contenido de agua medio de 30%, índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 11 y 19 golpes; se encuentra enseguida y hasta 4.2m de profundidad media, arena fina limosa, color café grisáceo claro, de compacidad variable entre media a muy compacta, con contenido de agua variable de 21 a 60%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 27 y 50 golpes; posteriormente y hasta 8.4m se encuentran tobas volcánicas constituidas por arcilla con escasa arena y un limo poco arcilloso con poca arena fina, con un contenido de agua promedio de 25%, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.

Subyaciendo a estos materiales y hasta 13 m. de profundidad se detectó una toba volcánica constituida por arcilla poco limosa y arena de fina a gruesa pumítica, gris claro, con contenido de agua variable entre 20 a 70% y con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 29 y 50 golpes, enseguida se detecto hasta la profundidad de 14.8 m, arena de fina a gruesa pumítica, gris claro con un lente de limo café grisáceo con poca arena de compacidad compacta a muy compacta, con un contenido de agua variable de 32 a 68%; con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 33 y más de 50 golpes; subyaciendo a estos materiales y hasta 17.5m de profundidad, se encontró una arcilla poco limosa café oscuro, con poca arena fina, con intercalaciones de arena de fina a gruesa pumítica, gris claro, con un contenido de agua medio de 35%; enseguida y hasta la profundidad de 19.5m se tiene un material constituido por arena fina media y gruesa pumítica, gris claro, con vetas de limo arcilloso café; con un contenido de agua variable entre 20 y 40%.

Finalmente entre 19.5 m y la máxima profundidad explorada se detectaron materiales muy resistentes, de toba volcánica constituida por limo poco arcilloso, café, con poca arena fina; con contenido de agua promedio de 20%, de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar de 31 a más de 50 golpes.

En la Figura - 14 se presenta una planta con la ubicación del corte estratigráfico del subsuelo realizado hasta la máxima profundidad explorada y en la Figura - 15 se muestra dicho corte, denominado A-A', obtenido de la exploración profunda efectuada; donde se indica el perfil inferido

de los materiales resistentes de depósito natural; considerando que por necesidades del proyecto se deberá efectuar una excavación máxima de 15 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

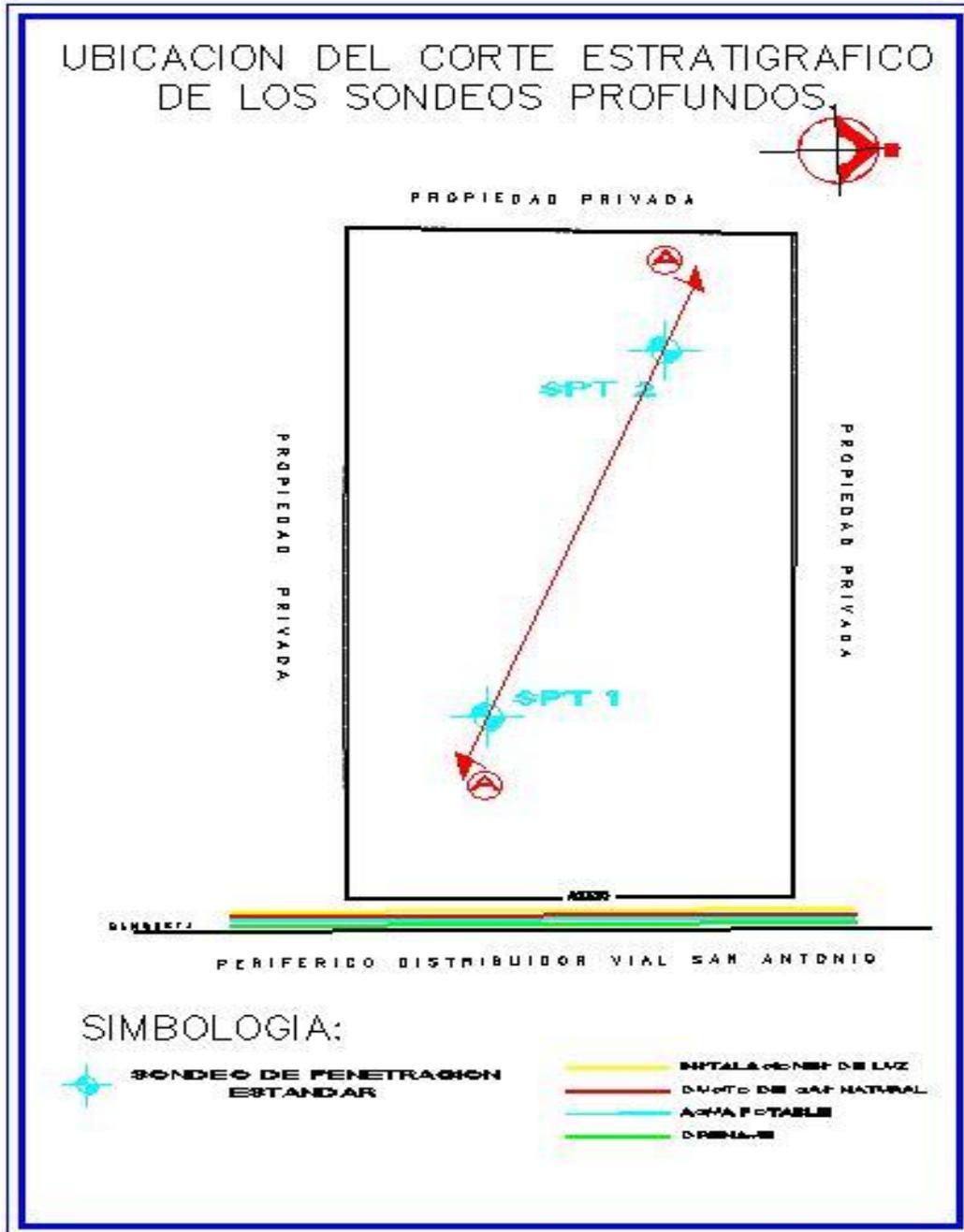


Figura - 14 Planta del Corte Estratigráfico.

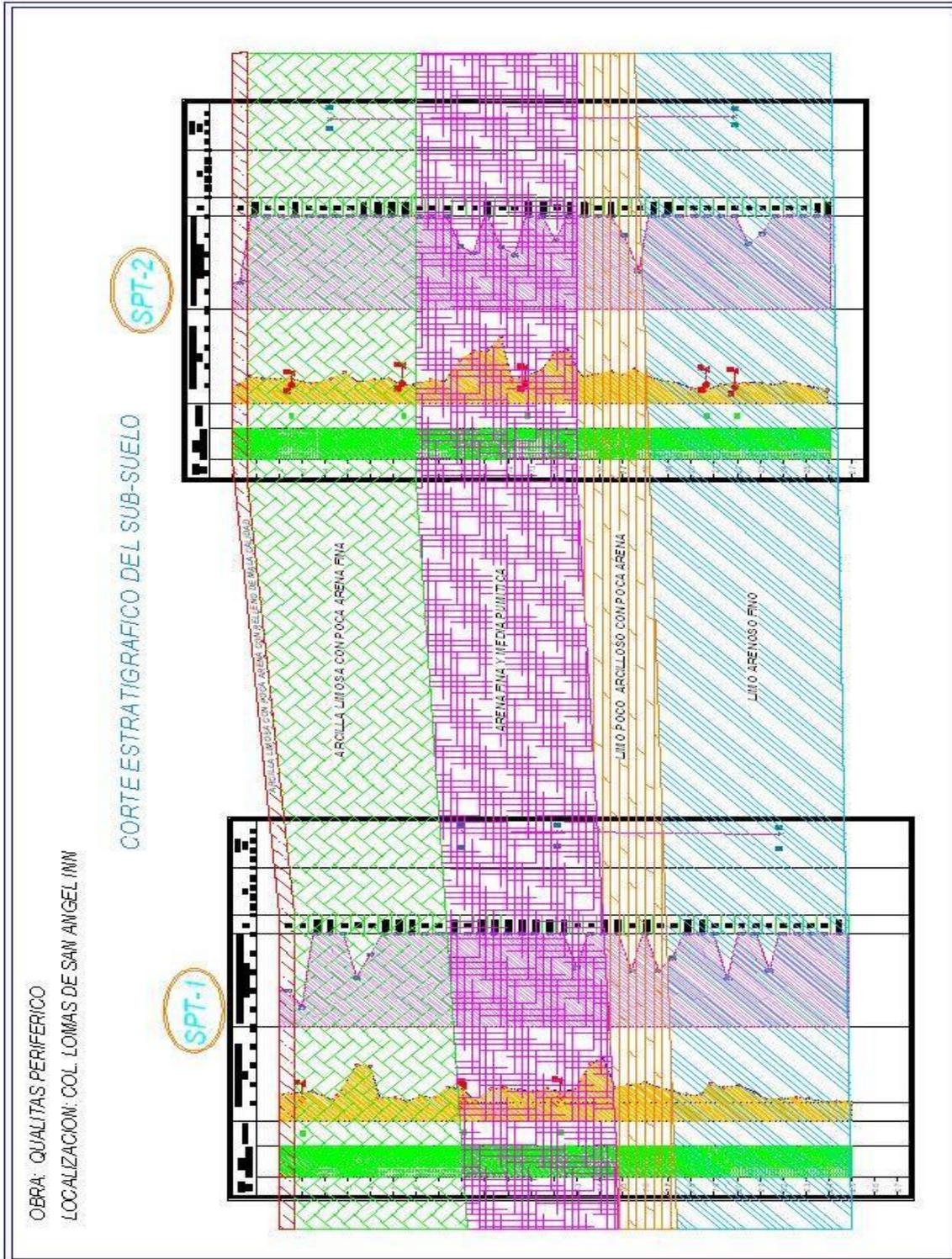


Figura – 15 Corte Estratigráfico General Descripción Del Sondeo (SPT-1 y SPT-2)



**DESCRIPCION DEL SONDEO (SPT-1)**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.10 – 1.30	Arcilla gris oscuro negruzco con poca arena fina, con contenido de agua variable de 25 a 30% de consistencia firme a muy firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 11 a 19 golpes, de limite liquido igual a 41% y limite plástico de 23% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
1.30 – 1.90	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina, contenido de agua de 32%, de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
1.90 – 2.50	Limo arenoso fino café grisáceo (material cementado), con contenido de humedad de 24%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
2.50 – 4.30	Arena fina poco limosa café grisáceo claro, con contenido de humedad variable de 28 a 59%, de compacidad media a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 27 a 50 golpes, con una granulometría de 24% de finos, 51% de arenas y 25% de gravas.
4.30 – 8.50	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina; con contenido de humedad variable de 22 y 37%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de limite liquido igual a 38% y limite plástico de 21% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, con una granulometría de 74% de finos y 26% de arenas.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
8.50 – 13.30	Arcilla poco limosa café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 22 a 37%; de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 33 a más de 50 golpes, de límite líquido igual a 42% y límite plástico de 24% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, con una granulometría de 24% de finos y 76% de arenas.
13.30 – 15.10	Arena fina, media y gruesa pumítica gris claro, con contenido de agua variable de 35 a 67% de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
15.10 – 17.50	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, contenido de agua variable de 31 a 41%, de consistencia muy firme a dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 30 a más de 50 golpes.
17.50 – 18.10	Arena fina y media poco limosa café grisáceo claro, con contenido de humedad de 29%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
18.10 – 18.70	Arena fina media y gruesa limosa café grisácea, con contenido de humedad de 28%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
18.70 – 19.90	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro; con contenido de humedad variable de 36 y 40%, de compacidad media a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 26 a 50 golpes.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
19.90 – 25.00	Limo poco arcilloso café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 21 a 38%; de compacidad compacta a muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 31 a más de 50 golpes, de limite liquido igual a 33% y limite plástico de 16% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, con una granulometría de 73% de finos y 27% de arenas.

**DESCRIPCION DEL SONDEO (SPT-2)**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 0.60	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina y fragmentos de tabique rojo (relleno), con un contenido de humedad de 20%; de consistencia firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 13 golpes.
0.60 – 1.20	Arena poco limosa café grisáceo claro, con contenido de humedad de 29%; de compacidad muy compacta; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de más de 50 golpes.
1.20 – 2.40	Arena limosa café grisáceo claro; con contenido de humedad de 27%; de compacidad compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
2.40 – 4.20	Limo arenoso fino café grisáceo claro; con un contenido de humedad variable de 22 a 26%; de compacidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de limite liquido igual a 33% y limite plástico de 19% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
4.20 – 8.40	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 20 a 33%; de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de límite líquido igual a 38% y límite plástico de 22% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, con una granulometría de 65% de finos y 35% de arenas.
8.40 – 9.60	Limo poco arcilloso café con poca arena fina, con contenido de humedad de 25%; de compacidad compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
9.60 – 12.00	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro, con un contenido de humedad variable de 47 a 72%; de compacidad media a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 30 a más de 50 golpes, con una granulometría de 12% de finos, 61% de arenas y 27% de gravas.
12.00 – 12.60	Limo poco arcilloso café con poca arena fina, con contenido de humedad de 26%; de compacidad media; con un índice de resistencia a la penetración (IRPE) de 29 golpes.
12.60 – 13.80	Limo café grisáceo con poca arena fina; con contenido de humedad variable de 28 a 36%; de compacidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de límite líquido igual a 36% y límite plástico de 21% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
13.80 – 15.00	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro; con un contenido de humedad variable de 54 a 57%; de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 37 a más de 50 golpes.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
15.00 – 16.20	Limo poco arcilloso café con poca arena fina, con un contenido de humedad de 30%; de compacidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
16.20 – 17.40	Arena fina media y gruesa pumítica gris claro, con contenido de humedad variable de 32 a 35%; de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 39 a más de 50 golpes, con una granulometría de 12% de finos, 80% de arenas y 8% de gravas.
17.40 – 18.00	Arena pumítica gris claro con veta de limo arcilloso café en la parte inferior; con contenido de humedad de 36%; de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 golpes.
18.00 – 21.00	Limo poco arcilloso café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 16 a 28%; de compacidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de límite líquido igual a 35% y límite plástico de 20% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
21.00 – 24.60	Limo poco arcilloso café con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 21 a 24%; de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 35 a más de 50 golpes, con una granulometría de 71% de finos y 29% de arenas.
24.60 – 26.40	Limo arenoso fino café grisáceo, con contenido de humedad variable de 15 a 20%; de compacidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de mas 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  $3 \text{ kg/cm}^3$ .

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

# CAPITULO



5. Diseño de cimentación.





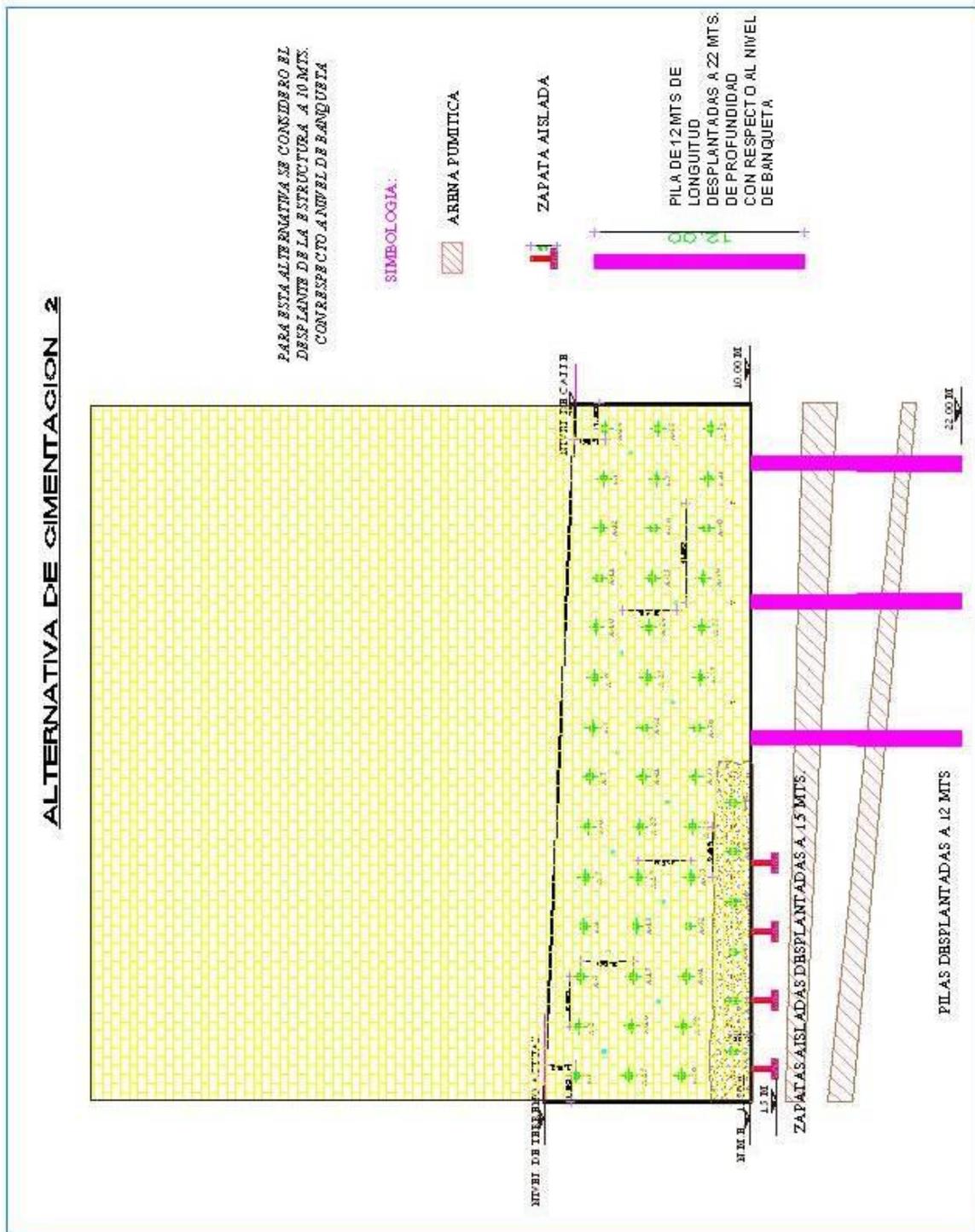


Figura – 17 Propuesta 2 de Diseño de Cimentación.



## 5.2 Alternativa mediante zapatas

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

### 5.2.1 Capacidad de carga de la cimentación.

La capacidad de carga de los materiales que subyacen a cimentación se calculó considerando que los materiales del subsuelo afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos-friccionantes y aplicando la siguiente expresión:

$$Q_a = \{ c N_c + P'v ( N_q - 1 ) + 0.5 \gamma B N_\gamma \} F_R + P_v$$

Donde:

$Q_a$  : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>

$c$ : cohesión del material de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.

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

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

En la cual:

$D_f$  : profundidad de desplante de la cimentación.

$B$ : ancho del cimiento, en m.

$L$ : largo del cimiento, en m.

$P_v$ : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 ( 45 + \phi/2 )$$

Siendo:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna del suelo de apoyo, en grados.

El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por  $1 + (B/L) \tan \phi$  para cimiento rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para cimientos cuadrados o circulares.

$\gamma$  : Peso volumétrico del suelo, arriba del nivel de desplante, en ton/m<sup>3</sup>.

$N_\gamma$  : coeficiente de capacidad, adimensional y dado por:

$$N_\gamma = 2 ( N_q + 1 ) \tan \phi \zeta$$



El coeficiente  $N\gamma$  se multiplicará por 1- 0.4(B/L) para cimientos rectangulares o por 0.6 para cimientos circulares o cuadradas.

$F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Se considero una cohesión de 3 ton/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción de 28°, un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y nivel de desplante 1.5 m con respecto al piso terminado (obtenidos de la correlación de la prueba de penetración estándar y las propiedades físicas de otros materiales semejantes a los materiales de apoyo), se obtuvo la capacidad de carga admisible de diseño para zapatas aisladas en condiciones estática y dinámica será 28 y 43 ton/m<sup>2</sup> respectivamente. En la siguiente tabla se indica la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas para zapatas aisladas y corridas.

### CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS PARA ZAPATAS CORRIDAS Y AISLADAS.

BASE EN (M)	CONDICIONES ESTATICAS		CONDICIONES DINAMICAS	
	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	CORRIDAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )
1	28.81	23.23	43.21	34.84
2	32.6	25.91	48.90	38.86
3	37.03	30.93	55.54	46.39

#### 5.2.2 Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1



En el caso de combinación de cargas (en particular los que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento, el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2 e$$

Donde:

B': ancho reducido, en m.

B: ancho de la cimentación, en m.

e: excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión de los estados límite de falla con el siguiente procedimiento.

### 5.2.3 Estado límite de falla

Se hará la revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas satisfaciendo las siguientes desigualdades:

#### 5.2.3.1 Estado límite de falla

Una cimentación será segura ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, satisfaciendo la siguiente desigualdad:

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

Donde:

$\Sigma Q$ : combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F<sub>c</sub>: factor de carga igual a 1.4

R: capacidad de carga del suelo de apoyo para la cimentación.

A: área de la base de la cimentación.

F<sub>R</sub>: factor de resistencia.



Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión correspondiente.

### 5.2.3.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Una cimentación será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si cumple la siguiente desigualdad:

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

Donde:

$\Sigma Q$ : combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debida a sismo).

$F_c$ : factor de carga, igual a 1.1.

$R$ : capacidad de carga del suelo de apoyo, para la cimentación.

$A$ : área de la base de la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión correspondiente.

### 5.2.4 Estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio correspondiente al cálculo de los asentamientos, se realizó considerando que la deformación que sufrirán los materiales del subsuelo será básicamente elástica.

La estimación de los asentamientos que sufrirá la cimentación se hizo empleando la siguiente fórmula de la teoría de Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1-u^2}{E} P B I \delta$$

Donde:

$\delta$ : Asentamiento bajo la cimentación, en m.

$u$ : relación de Poisson, adimensional.

$E$ : módulo de elasticidad del suelo de apoyo de cimentación, en ton/m<sup>2</sup>

$P$ : presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>.

$B$ : ancho de la cimentación, en m.



$I \delta$ : factor de influencia que depende de la forma de área cargada y el punto en que se estima el asentamiento adimensional.

Considerando un módulo de elasticidad del manto de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup>, una relación de Poisson de 0.35 (obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice), se obtuvieron los asentamientos elásticos inferiores a 8 cm, los que se observan resultan admisibles.

### 5.2.5 Condición sísmica

Para el diseño en condición sísmica será necesario revisar que la combinación de cargas gravitatorias (CM + CVMÁX.), combinadas con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% en la más favorable cumplan las condiciones de estabilidad a corto plazo.

Las solicitaciones en condiciones dinámicas no deben de exceder la capacidad de carga admisible proporcionada, además de satisfacer la estabilidad de la estructura por las posibles solicitaciones a tensión contrarestadas por las cargas gravitacionales.

### 5.2.6 Empujes sobre los muros perimetrales

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

- + La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 (Zona de Lomas).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la Figura 18 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

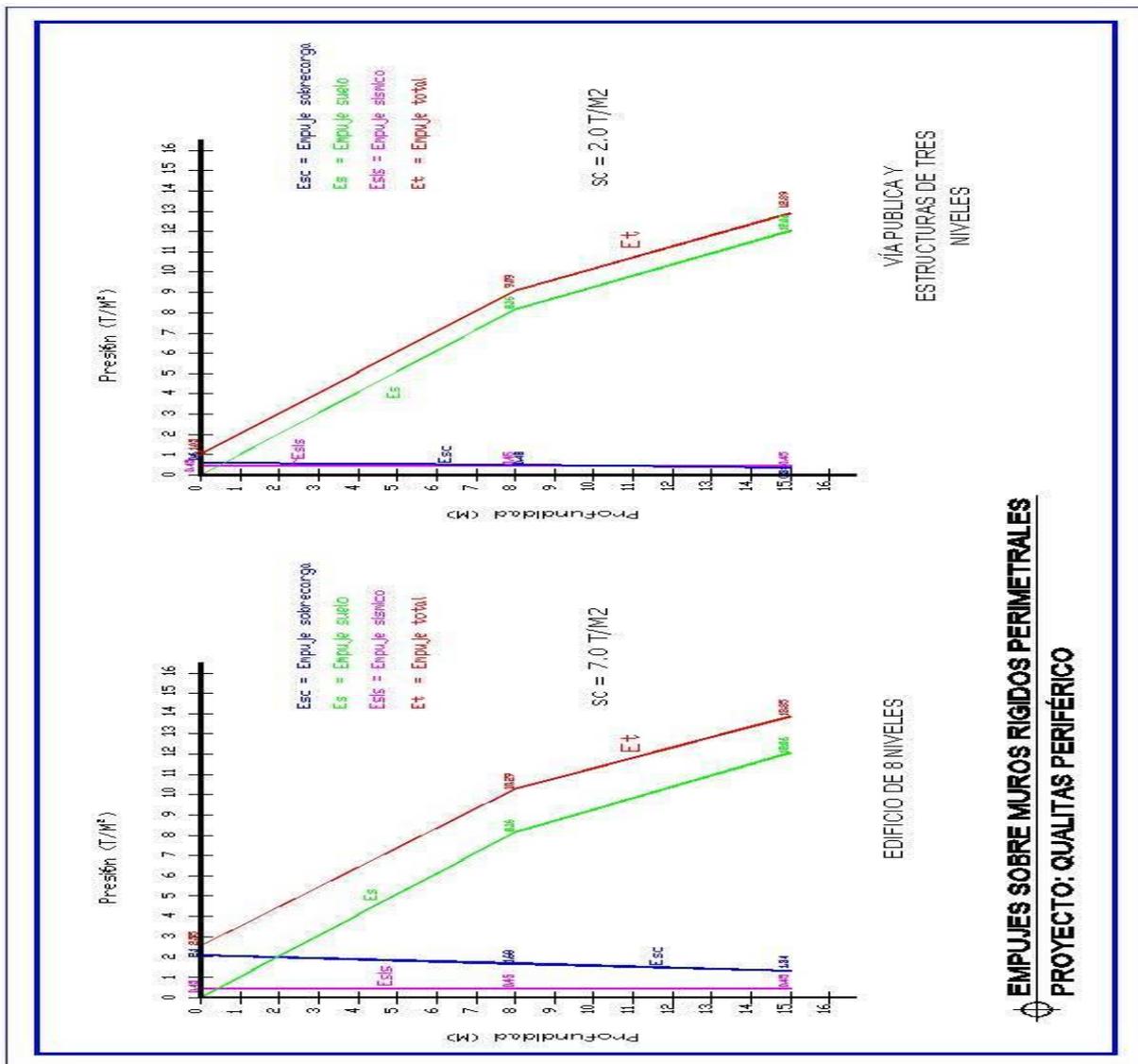


Figura – 18 Diagrama De Empujes De Muros Rígidos.



### 5.3 Alternativa de cimentación con Pilas

Considerando la constitución de los materiales así como su compacidad, característica de los depósitos de tipo tobaceo, que en particular en el predio de interés en los primeros 20 m de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre compacta a muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 30 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso y la existencia de materiales arenosos de tipo pumítico; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud proyectadas, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad y resistencia.

Por otra parte considerando que entre 13 y 15 m de profundidad se encuentra un depósito de arena pumítica, y a partir de 20 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta se detecto un deposito resistente muy compacto con horizontes que se encuentra a diferentes profundidades por su estratificación errática, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 22 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta de Periférico, empotrándose 2.0 m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisface las condiciones de operación de la estructura proyectada. Si la excavación se realiza a 15 m de profundidad se construirán pilas de 7 m de longitud, y en el caso de que la excavación se realice a 10 m de profundidad las pilas tendrían 12 m de longitud, lo anterior se muestra en las Figuras 16 y 17.

Dado que las condiciones de operación de la estructura requiere que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten prácticamente nulos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio regirá el diseño de la cimentación.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación en base a pilas.

#### 5.3.1 Capacidad de carga

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



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 cohesivo-friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:<sup>1</sup>

$$Q_a = \{ (P'v N_q^* F_R + P_v) A_p \}$$

Donde:

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

P'<sub>v</sub>: presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton.

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

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

A<sub>p</sub>: área transversal de la base de las pilas, en m<sup>2</sup>.

N<sub>q</sub><sup>\*</sup>: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional que es función del ángulo de fricción  $\phi$  de los materiales de apoyo de las pilas,  $\phi$ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q^* = N_{qmin} + (N_{qmax} - N_{qmin}) L_e / L_{opt}$$

Siendo:

N<sub>qmin</sub>: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

L<sub>e</sub>: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

N<sub>qmax</sub>: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, L<sub>opt</sub>, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

$\phi$ : Ángulo de fricción interna del material de apoyo de 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.

$$Fre = \{(B + 0.5) / 2B\}^n$$

Siendo:

Fre: 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 6 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 32° 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 2.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

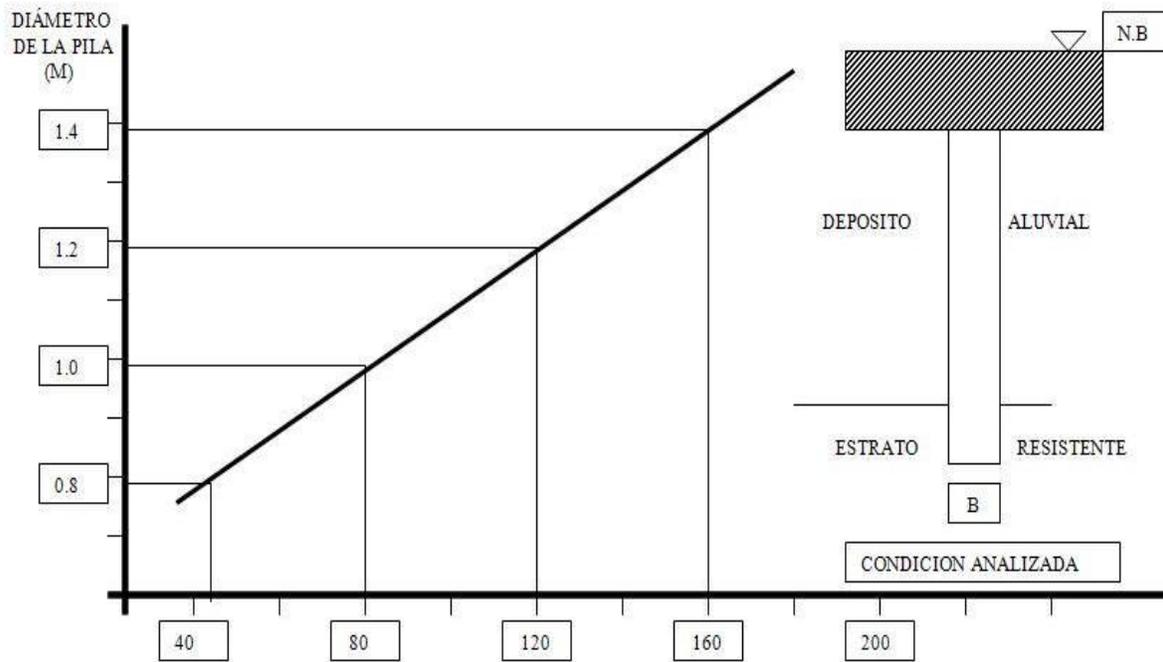


Figura - 19 Capacidad De Carga De Pilas.



### 5.3.2 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 las características de la denominada Zona de Lomas.

### 5.3.3 Estado limite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq R$$

Donde:

$\Sigma Q$  : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

$F_c$  : factor de carga, adimensional igual a 1.4

$A$  : área de apoyo de la cimentación, en m

$R$  : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación con las cargas de proyecto definitivas deberá revisarse que se satisfaga la desigualdad antes mencionada.



### 5.3.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq R$$

Donde:

$\Sigma Q$  : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

$F_c$  : factor de carga, adimensional igual a 1.1

$A$  : área de apoyo de la de cimentación, en  $m^2$

$R$  : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación con las cargas de proyecto definitivas deberá revisarse que se satisfaga la desigualdad antes mencionada.

### 5.3.5 Estado límite 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  $ton/m^2$ .

$A_b$ : Área de la base de la pila, en  $m^2$ .

$m$ : 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  $ton/m^2$

$Q$ : 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  $5,000 \text{ ton/m}^2$  y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 2.03, 2.83 y 3.24 cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

### 5.3.6 Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas

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

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



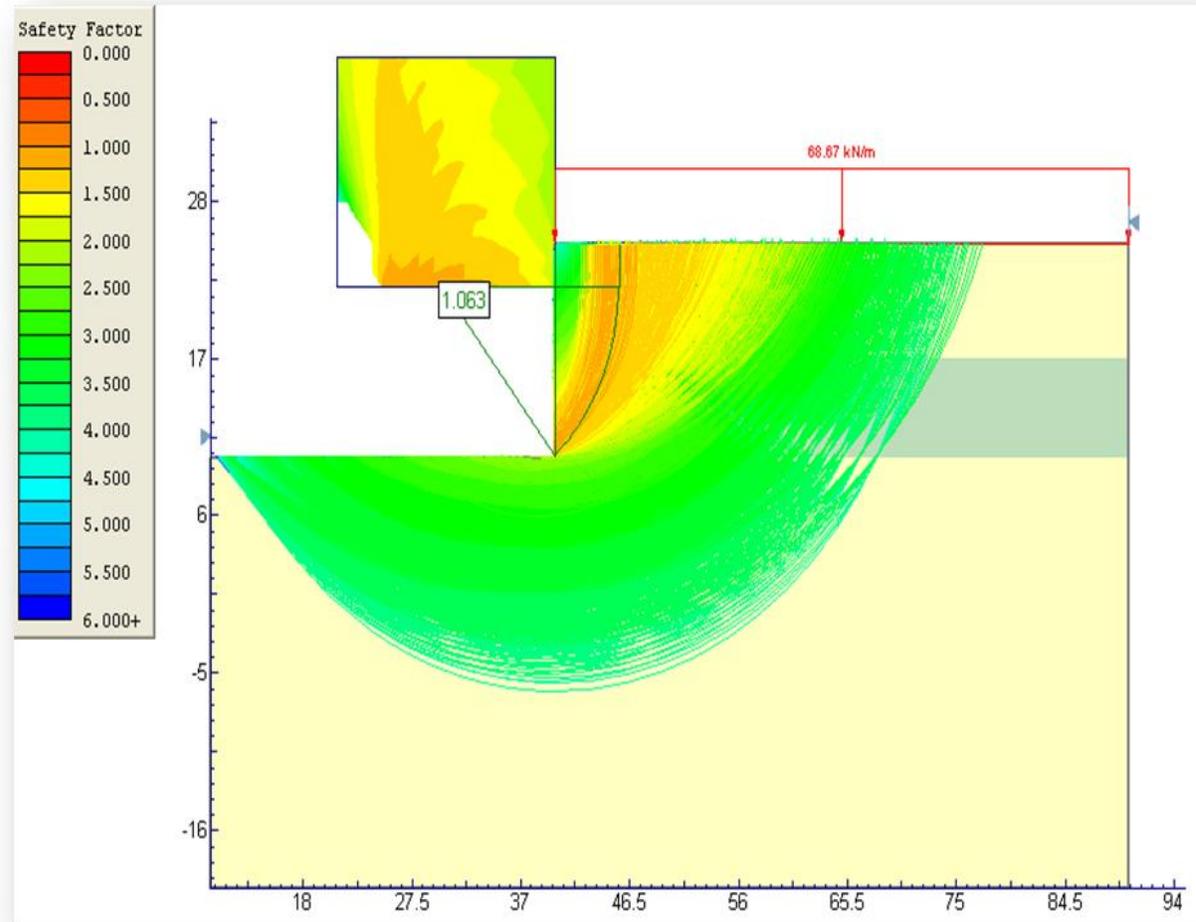
- h) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- i) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.3 m abajo del nivel superior del concreto.
- j) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm. En el caso de utilizar un aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento de 18 cm.
- k) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

# CAPITULO





### 6. Estabilidad de Taludes





## 6.1 Estabilidad de Taludes

Se reviso la estabilidad del talud vertical que se requiere dejar para la excavación que se realizara para construir los sótanos previstos.

Deben considerarse dos conceptos para la evaluación de la estabilidad del talud a largo plazo:

- El primero es la estabilidad del talud que quedará en forma permanente.
- La magnitud del empuje horizontal de tierras que reaccionará contra el talud.

Se reviso la estabilidad del talud proyectado considerando que se requiere dejarlo vertical, debido a que la colindancia vecina está realizando una excavación en el límite entre ellos. Las características geométricas del talud analizado tendrán alturas variables entre 10 y 15 m, como se muestra en la figura 20 a 27.

Para estabilizar un corte vertical se requieren varios niveles de anclas distribuidas en el sentido vertical a cada 3.0 m de separación entre sí tanto en el sentido vertical como en el sentido horizontal. El número de niveles dependerá de la altura que tenga el talud. En el caso de que la altura del talud sea entre 10 y 15 m de altura se requerirán entre cuatro y cinco niveles de anclas, conforme se reduzca la altura del talud se reducirán los cinturones de anclas.

Se considero en los análisis:

- Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que constituyen al talud corresponden con los obtenidos de la exploración del terreno.
- La geometría del talud, que tendrá entre 10 y 15 m de altura y será vertical.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es considerada de 2 y 7 ton/m<sup>2</sup>.
- 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.

$$FS = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Motor}}$$

**Donde:**

**Momento resistente:** Momento que estabiliza el talud y esta en función de la cohesión y de la fricción que poseen los materiales que constituyen al talud.

**Momento motor:** Momento que desestabiliza el talud y es función del peso de la cuña de suelo que tiende a deslizarse y de la sobrecarga en la corona.

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

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

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

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

El 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.

El concreto lanzado que se usará será de 6 cm de espesor y 150 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a los 28 días, se reforzará con malla electrosoldada.

También deberá impedirse que ocurran filtraciones en particular sobre las arenas de tipo pumítico, por lo que deberán construir el sistema de drenaje constituido por drenes profundos y lloraderos mostrado en las fotografías siguientes.



Foto - 15 Construcción de drenes profundos y lloraderos

Los materiales existentes entre la superficie y 8 m de profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccional, y a partir de 8 m y hasta 15 m son arenas de tipo pumítico, que 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 y 7 ton/m<sup>2</sup> 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. Los resultados se muestran en las figuras 28 a la 28a. (Las figuras 28b a 28g se encuentran en el Anexo I.)

<b>Slide Analysis Information</b>	
<b>Document Name</b>	
File Name: estatico	
<b>Project Settings</b>	
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
Failure Direction: Right to Left	
Units of Measurement: SI Units	
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m <sup>3</sup>	
Groundwater Method: Water Surfaces	
Data Output: Standard	
Calculate Excess Pore Pressure: Off	
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off	
Random Numbers: Pseudo-random Seed	
Random Number Seed: 10116	
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3	
<b>Analysis Methods</b>	
Analysis Methods used: Bishop simplified	
Number of slices: 25	
Tolerance: 0.005	
Maximum number of iterations: 50	
<b>Surface Options</b>	
Surface Type: Circular	
Radius increment: 10	
Minimum Elevation: Not Defined	
Composite Surfaces: Disabled	
Reverse Curvature: Create Tension Crack	
<b>Loading</b>	1 Distributed Load present: Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m
<b>Material Properties</b>	
<b>Material: Material 1</b>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 16.68 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 147.15 kPa	
Friction Angle: 15 degrees	
Water Surface: None	
<b>Material: Material 2</b>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 12.75 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 29.43 kPa	
Friction Angle: 28 degrees	
Water Surface: None	
<b>Global Minimums</b>	
Method: bishop simplified	
FS: 1.063130	
Center: 30.120, 22.000	
Radius: 15.434	
Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 10.143	
Right Slip Surface Endpoint: 45.554, 22.000	
Left Slope Intercept: 40.000 25.000	
Right Slope Intercept: 45.554 25.000	
Resisting Moment=17758.7 kN-m	
Driving Moment=16704.1 kN-m	
<b>Valid / Invalid Surfaces</b>	
Method: bishop simplified	
Number of Valid Surfaces: 4152	

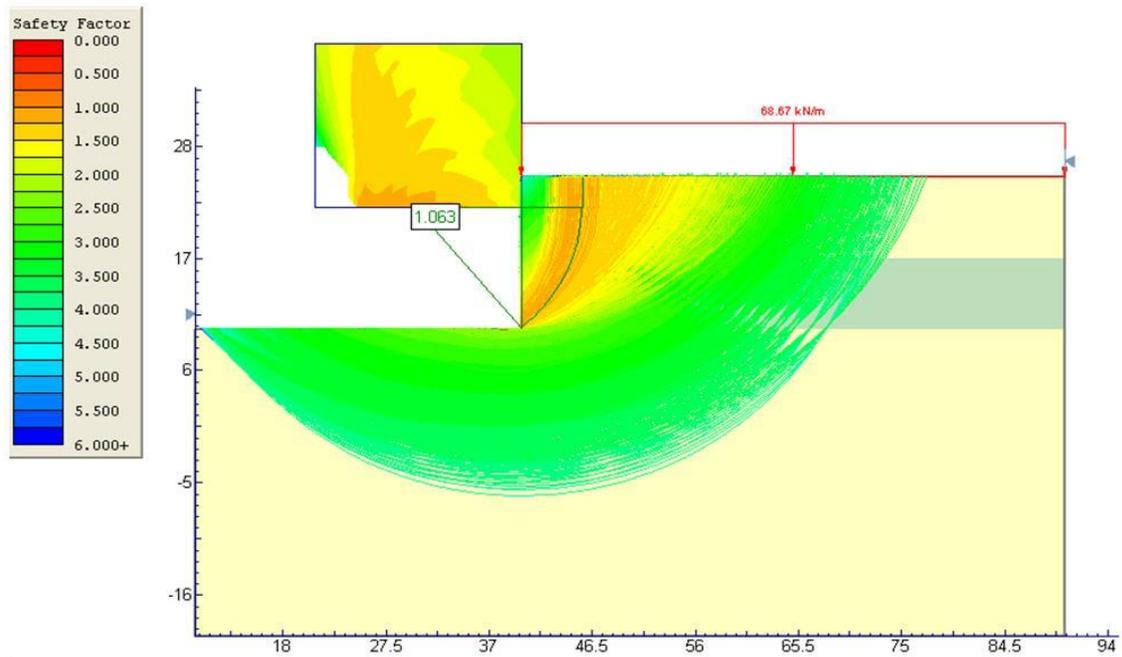


Figura – 28 Análisis Estático Sin Anclas Con Sobre Carga De 7ton/m<sup>2</sup>.



<b>Slide Analysis Information</b>	<b>Loading</b>
<b>Document Name</b> File Name: <u>dinamico</u>	Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16 1 Distributed Load present: Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m
<b>Project Settings</b> Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program Failure Direction: Right to Left Units of Measurement: SI Units Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m <sup>3</sup> Groundwater Method: Water Surfaces Data Output: Standard Calculate Excess Pore Pressure: Off Allow $E_x$ with Water Surfaces or Grids: Off Random Numbers: Pseudo-random Seed Random Number Seed: 10116 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3	<b>Material Properties</b> <b>Material: Material 1</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 16.68 kN/m <sup>3</sup> Cohesion: 147.15 kPa Friction Angle: 15 degrees Water Surface: None <b>Material: Material 2</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 12.75 kN/m <sup>3</sup> Cohesion: 29.43 kPa Friction Angle: 28 degrees Water Surface: None
<b>Analysis Methods</b> Analysis Methods used: Bishop simplified  Number of slices: 25 Tolerance: 0.005 Maximum number of iterations: 50	<b>Global Minimums</b> <b>Method: bishop simplified</b> FS: 1.017840 Center: 30.120, 22.000 Radius: 15.434 Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 10.143 Right Slip Surface Endpoint: 45.554, 22.000 Left Slope Intercept: 40.000 25.000 Right Slope Intercept: 45.554 25.000 Resisting Moment=17409.9 kN-m Driving Moment=17104.7 kN-m
<b>Surface Options</b> Surface Type: Circular Radius increment: 10 Minimum Elevation: Not Defined Composite Surfaces: Disabled Reverse Curvature: Create Tension Crack Reverse Curvature: Create Tension Crack	<b>Valid / Invalid Surfaces</b> <b>Method: bishop simplified</b> Number of Valid Surfaces: 4461

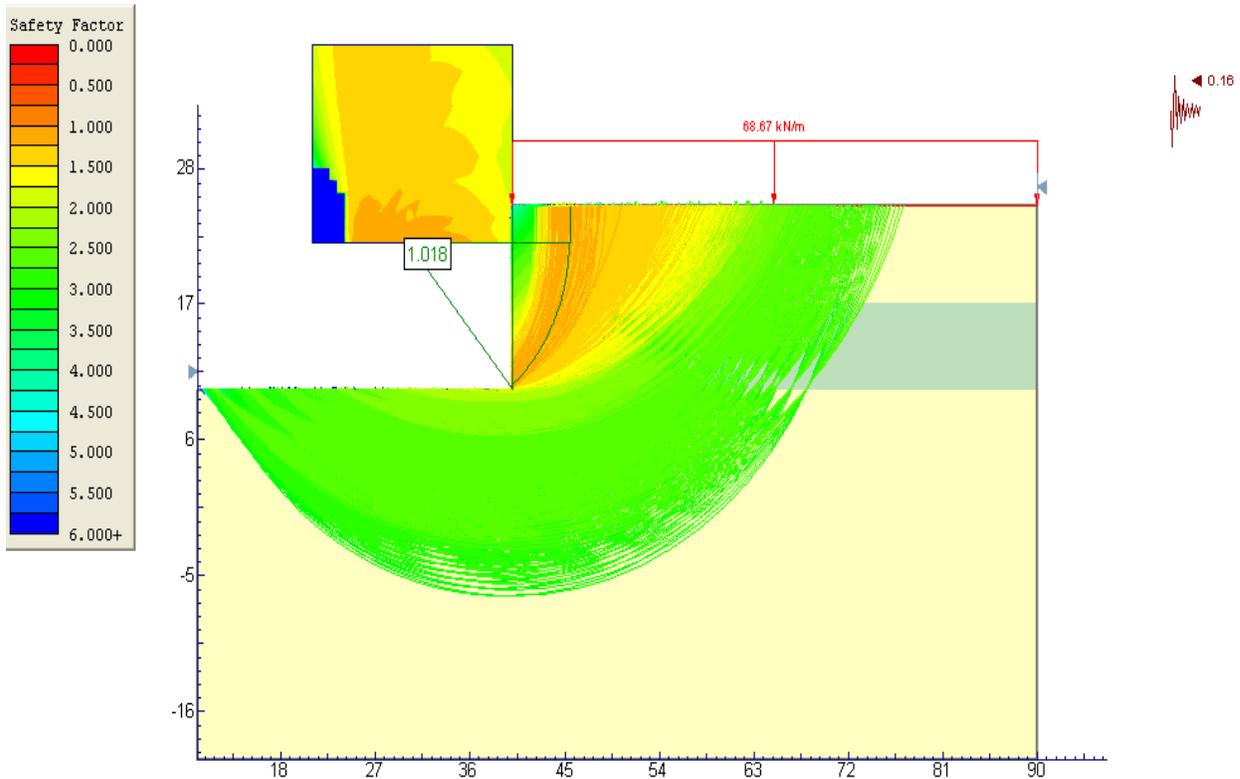


Figura – 28a Análisis Dinámico Sin Anclas Con Sobre Carga De 7ton/m<sup>2</sup>.



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 y 7 ton/m<sup>2</sup> sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulta menor de 1.5 que no es (admisibles) para condiciones de corto plazo en condiciones estáticas y menor a 1.3 en condiciones dinámicas.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes verticales será necesario retener la excavación 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.

#### **6.1.1 Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud dado**

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y en caso necesario se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

#### **6.2 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 2 y 7 ton/m<sup>2</sup>, 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 previamente determinados se obtuvo un valor de  $\lambda c\phi$  y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de altura variable entre 10 y 15 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.

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 será necesario será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad.

Se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en las figuras del anexo I. En la página 74 y 75 aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela. Las fuerzas en cada dovela, al igual que en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las



dovelas, dependen de las características esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor. La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis, de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes  $N_i$  y  $T_i$  equilibran al peso  $W_i$  de la dovela  $i$ -ésima.

Para cada dovela se puede calcular el cociente.

$$\frac{N_i}{L_i}$$

El cual se considera una buena aproximación al valor de  $s_i$ , que es el esfuerzo total medio actuante en la base de la dovela. Con éste valor de  $s_i$  puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso, una ley ligada a los esfuerzos totales), y determinar en ella el valor de " $S_i$ ", resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco " $L_i$ ".

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; éste momento será:

$$M_m = R \sum |T|$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela  $N_i$ , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluiría en la cima de la ecuación. Nótese también que la suma en la ecuación anterior, es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, teniendo a desequilibrar la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante sí que se desarrolla en la base de las dovelas. Así pues que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados  $M_m$  y  $M_r$  se podrá definir un factor de seguridad:

$$M_r = R \sum S_i L_i$$



$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum SiLt}{|Ti|}$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo.

Aplicando los parámetros obtenidos, se procedió a emplear un programa de computadora para la ejecución de todos los cálculos necesarios para obtener el factor de seguridad mínimo con su respectivo círculo de falla, para las siguientes condiciones.

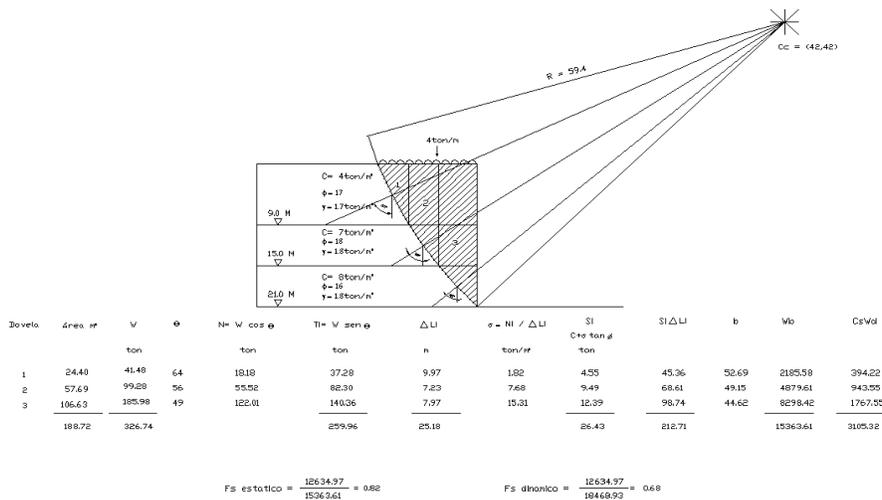
Se considero el perfil estratigráfico (ver fig. 15) más crítico como se menciona a continuación:

Primer estrato de 0.0 a 8.0 m compuesto por una arcilla limosa poco arenosa preconsolidada de color negruzco.

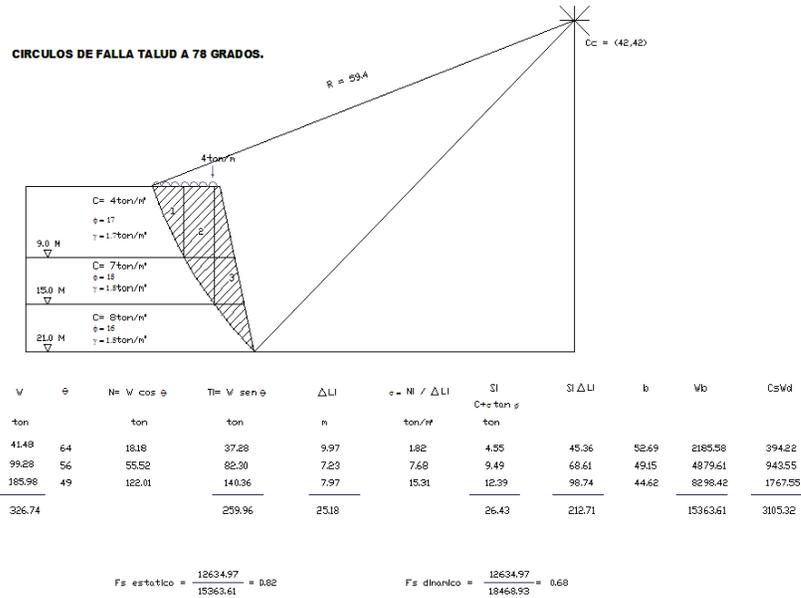
Segundo estrato de 8.0 a 15.0 m, compuesto por arena fina y media en estado compacto con una incrustación de arena pumítica.

El objetivo de esta etapa de diseño es definir si el ángulo de inclinación vertical propuesto para los taludes en las colindancias y que se encuentran constituidos por tobas con limo arenoso y arena pumítica que poseen un factor de seguridad adecuado.

En algunas zonas el proyecto considera cortes con alturas de 10 a 18 m e inclinaciones y verticales.



**Análisis del talud vertical.**



**Análisis del talud con inclinación a 78 grados.**

**6.3 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 el 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, pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser de 1.3, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado), para incrementar el factor de seguridad a largo plazo.

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos que se muestran en las figuras 28 - 28g, no sean adecuados a los lineamientos establecidos y considerando que estos se encuentran por debajo del límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones por lo que se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad.

#### 6.4 Sistema de anclaje propuesto

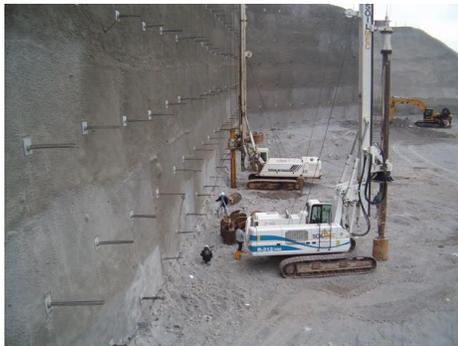
Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras (20 a 27), con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4” (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

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.



Foto – 15 Anclaje requerido





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<sup>2</sup> 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 sensores, 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 adquiriera 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.

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 10 cm de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal, excepto las del primer cinturón de la colindancia oriente que se colocaran a 45 grados, y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular de 3.0 m en el sentido horizontal y vertical, iniciando a 1.80 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en las figuras 20 a 27.

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



Foto – 16 Tensión y longitud de anclas

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



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

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

Donde:

P: capacidad del ancla, en ton.

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

D<sub>a</sub>: diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm

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

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

π: 3.1416

F<sub>R</sub>: factor de reducción igual a 0.5

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 20 a 27.

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.

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes se presentan en las figuras 28 a 28g y se resumen en la siguiente tabla:

### PROGRAM SLIDE

CONDICIONES	ANCLAS	SOBRE CARGA TON/M <sup>2</sup>	(FS) OBTENIDO	(FS) RECOMENDADO
ESTATICO	SIN ANCLAS	7.00	1.063	1.5
ESTATICO	CON ANCLAS	7.00	1.536	1.5
DINAMICO	SIN ANCLAS	7.00	1.018	1.3
DINAMICO	CON ANCLAS	7.00	1.473	1.3
ESTATICO	SIN ANCLAS	2.00	1.256	1.5
ESTATICO	CON ANCLAS	2.00	1.934	1.5
DINAMICO	SIN ANCLAS	2.00	1.189	1.3
DINAMICO	CON ANCLAS	2.00	1.836	1.3

(FS) = Factor de Seguridad.

CAPITULO

V L L

## 7. Proceso Constructivo





### **7.1 Procedimiento constructivo para la excavación.**

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 niveles de estacionamiento ya sea para tres o cuatro sótanos.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar entre 10 y 13 m de profundidad máxima para alojar a los tres o cuatro niveles de sótano, se establece que se deberá realizar en dos etapas la excavación, primero la zona central y posteriormente el perímetro.

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

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 emplearse un muro de concreto lanzado con malla electrosoldada que generalmente se coloca como refuerzo, y adicionalmente tres a 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, 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 banqueteta. (Ver figuras 20 a 27 en el Anexo I.)

### **7.2 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación**

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe anclado.

### **7.3 Procedimiento Constructivo General**

En todo el perímetro deberá preverse la colocación de un tapial para tener medidas de seguridad para la obra. Previo a la realización de cualquier excavación se deberá instrumentar todo el perímetro para observar su comportamiento antes, durante y al término de la excavación que permita tomar medidas preventivas y correctivas.

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 1.0 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que sea necesario.

#### 7.4 Proceso constructivo de anclaje

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 figuras 23 a 27) y dimensiones de 1.0 x 1.0 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.



Refuerzo en el punto de aplicación del ancla



Fotos – 17 y 18 Detalle de las cajas labradas.

En las cajas labradas se colocaran tramos de 1 x 1 m de una parrilla de varillas a cada 15 cm en las dos direcciones; y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se anclara y colocara sobre el talud una doble malla 6x6-6/6, fijada al talud mediante varillas de 3/8" y 0.6 m de longitud, hincadas en una retícula de 2 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado recomendado de 10 cm.



**Foto – 19 Detalle de las cajas labradas**

Sobre la malla colocada en el sitio 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.

Una vez colocada la malla se aplica una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor, (para anclas a largo plazo).

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

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

Las anclas serán del tipo de fricción, tendrán 10 cm de diámetro, un tensor constituido por un paquete de cuatro torones de 0.5" de diámetro, de alta resistencia, con la longitud y disposición que se muestran en las figuras 20 a 27. (Ver Anexo I)

Se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobre espesor de 10 cm más y exterior como se muestra en las figuras 20 a 27. (Ver anexo I)



Foto – 20 Detalle de los torones

Se 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.

Las anclas de la primera línea, definidas a un 1.8m a partir de la corona del talud serán de 17 m de longitud, la segunda línea de 16 m, la tercera línea de 14 m, la cuarta línea de 13 m de longitud, y la quinta línea localizada a profundidades variables entre 1.0 y 2.0 m del pie del talud será de 13 m de longitud.

Se instalarán las anclas en perforaciones de 5" de diámetro, y estarán constituidas por paquetes de cuatro torones (cables de acero) de 0.5" de diámetro, con una inclinación de 10 grados con respecto a la horizontal excepto la primer en la colindancia oriente que será a 45 grados **para no interferir con servicios públicos, sin embargo es necesario hacer un levantamiento detallado y conocer la profundidad a la que se encuentran.**

Los torones contarán con un centrador de plástico espaciado a cada 2.5m, y un separador de torones a cada 2.0 m.

La perforación además de alojar los torones, deberá permitir la colocación de un tubo de inyección de PVC de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro y un tubo de retorno de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, que servirá para purga y como testigo de la inyección de la perforación.



Foto – 21 Acero de las anclas

Las inyecciones se harán con una lechada de agua-cemento, a la cual se le agregará un aditivo estabilizador, la lechada deberá tener una resistencia  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ . La presión de inyección será de  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

El sistema de retención estará constituido por cinco cinturones de anclas en el caso de una profundidad de 13 m con respecto al nivel de banquetta y de 10 m de profundidad se requerirán del orden de tres cinturones.

El sistema de anclaje estará aplicado sobre un muro de concreto lanzado de 6 cm de espesor y una resistencia a la compresión simple  $f'c= 150 \text{ Kg/cm}^2$ , reforzada con una malla electrosoldada 6x6/6-6 con un límite de fluencia ( $f_y$ ) igual a  $5000 \text{ Kg/cm}^2$ .

La malla se colocará mediante escantillones o anclas cortas de acero de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 50 cm de longitud, formando una cuadrícula de 1.5 x 1.5 m, además estarán provistas con crucetas fabricadas con tramos de alambroón de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro para sostener la malla. El traslape entre los extremos de los tramos de malla de refuerzo, no deberá ser menor a 25 cm.



Foto – 22 Lanzado de concreto lanzado

Las anclas contarán en el brocal de la perforación con un dado de concreto reforzado, construido en el cuerpo del talud, de sección cuadrada de 1 por 1 m de lado y de 0.10 m de espesor, donde se fijará el cabezal del ancla.

Alcanzado el fraguado de la inyección del ancla (mínimo 96 horas) se deberá aplicar la tensión correspondiente para cada nivel de anclaje, según se indica en las figuras 20 a 27, las cuales serán de 48 ton.

NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD LIBRE (M)	LONGITUD BULBO (M)	TENSION (TON)
1o	17.0	7.0	10.0	48
2o	16.0	6.0	10.0	48
3o	14.0	4.0	10.0	48
4o	13.0	3.0	10.0	48
5o	13.0	3.0	10.0	48

Adicionalmente a la instalación de las anclas para el refuerzo del talud. Se deberá suministrar en el cuerpo del mismo, contra los efectos de la erosión, la instalación de drenes profundos y lloraderos por tubos de PVC; estos tubos canalizaran las aportaciones de agua pluvial que se infiltren en la corona del talud.



Para controlar la erosión del material del cuerpo del talud causada por la infiltración de agua pluvial y evitar que se genere una presión hidrostática sobre el muro de concreto lanzado por acumulación de la misma en su respaldo, se deberán instalar los tubos de PVC antes mencionados (drenes profundos y lloraderos).

En el talud se pondrán mínimo dos líneas de tubos de PVC en perforaciones ascendentes de 2 ½ " de diámetro con una inclinación de 5°, respecto a la horizontal, y de 6.0 m de longitud cada 3 y 6 m de separación en el sentido horizontal para la zona de arenas pumíticas y de toba volcánica respectivamente; los tubos de PVC que se introducirán serán de 2" de diámetro se forrarán con un geotextil y con una longitud de 20 cm mayor a la de la perforación.

Los tubos de PVC cortos (lloraderos) de 30 cm de longitud se colocaran en una retícula de 3 m en las dos direcciones.

Se establece que el proceso constructivo se podrá efectuarse por etapas, dejando bermas perimetrales constituidas por una banquetta de un metro y taludes a 60° en las colindancias, y excavando la parte central del terreno.

Se procederá a construir la zona central que ocuparán los estacionamientos hasta el nivel de proyecto. Una vez efectuado lo anterior se procederá a realizar la excavación de la berma perimetral mediante módulos de 6 m de ancho.

Se deberá instrumentar la excavación, a fin de monitorear los posibles movimientos que se registren en los taludes y que permitan implementar algunas medidas preventivas en caso de ser necesario.

Cualquier cambio en las condiciones de cimentación de las estructuras o corte de taludes y excavaciones deberá ser informado en forma oportuna para su revisión.



### 7.5 Recomendaciones adicionales.

1.- Es indispensable que el corte y estabilización de los taludes se haga siempre de arriba hacia abajo y de adentro hacia fuera, evitando en todo caso la excavación al pie del talud y la formación de contrapendientes que puedan generar caídos.

2.- Longitud máxima de recorte. Durante los trabajos de estabilización y protección, es necesario cumplir con la restricción de avance máximo de 3 m de altura por 5 m de longitud. Podrá incrementarse la longitud de abertura conforme se vaya observando el avance del recorte y las características de los materiales descubiertos.

3.- Se excavará y afinará el corte a 90° o al talud de 78 grados e inmediatamente después, con el propósito de evitar la erosión e intemperismo de los materiales, se procederá a recubrir con una capa de 10 cm de concreto lanzado, reforzado con doble malla electro soldada 6x6-6/6, que se fijará al talud con grapas de 60 cm de largo.

4.- Ya recubierto con el concreto lanzado se procederá a la instalación de anclas de acuerdo a lo mencionado anteriormente. La perforación tendrá 4 pulgadas de diámetro, la inyección de lechada de cemento será de 10 kg/cm<sup>2</sup> de presión y su resistencia será  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

5.- Una vez instaladas las anclas y habiendo dejado fraguar la lechada, se procederá a tensar cada una de ellas a 90 toneladas.

6.- Drenaje. Es necesario que en la corona de los taludes se construyan contra cunetas revestidas en la corona y pie del talud, para evitar la pérdida de resistencia de los materiales debidos al hundimiento provocado por infiltraciones. Además deberán instalarse lloraderos de tubo de PVC 2 pulgadas de 40 cm de longitud, a cada 3 m en arreglo tresbolillo o donde se presenten filtraciones para evitar la acumulación de agua que provoque empujes hidrostáticos excesivos que disminuyan el factor de seguridad del talud.

CAPITULO

VIII

## 8. Instrumentación





## 8.1 Instrumentación

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación entre 10 y 15 m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

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

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

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

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

### **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 5m.

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 si el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de las lomas.

Los elementos que lo integran son: 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:

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

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

### **Mediciones**

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



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

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



## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **Antecedentes.**

Se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos en un predio que se localiza en Periférico Sur No. 2495, casi esquina con Av. Toluca, colonia Lomas de San Ángel Inn, de la delegación Álvaro Obregón, México, D.F., donde se proyecta la construcción de un edificio de 8 niveles y cuatro sótanos para estacionamientos, y que cuenta con un área de aproximadamente 1,250 m<sup>2</sup>. El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio constituido por ocho niveles superiores para oficinas, y cuatro sótanos para estacionamiento que cubrirá todo el terreno, se tiene la alternativa de que puedan ser únicamente tres sótanos. El edificio estará estructurado por medio de columnas, trabes y losas de concreto armado.

Los sótanos cubrirán toda el área del terreno y se considero que se requiere efectuar una excavación máxima de 13 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta del Periférico en el caso de cuatro sótanos y de 10 m de profundidad en el caso de tres sótanos.

### **Exploración geotécnica.**

Se realizaron en el sitio de interés un total de dos sondeos profundos de tipo penetración estándar a 25 m de profundidad denominados SPT-1 y SPT-2, también se excavaron tres pozos a cielo abierto que van de 1 a 2.50 m de profundidad.

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:

Se tiene superficialmente y con un espesor medio de 1.7 m, tobas volcánicas constituidas por arcillas poco limosas con escasa arena fina, de color café oscuro, de consistencia firme a muy firme, con contenido de agua medio de 30%, índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 11 y 19 golpes; se encuentra enseguida y hasta 4.2m de profundidad media, arena fina limosa, color café grisáceo claro, de compactación variable entre media a muy compacta, con contenido de agua variable de 21 a 60%, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 27 y 50 golpes; posteriormente y hasta 8.4m se encuentran tobas volcánicas constituidas por arcilla con escasa arena y un limo poco arcilloso con poca arena fina, con un contenido de agua promedio de 25%, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.



Subyaciendo a estos materiales y hasta 13 m. de profundidad se detectó una toba volcánica constituida por arcilla poco limosa y arena de fina a gruesa pumítica, gris claro, con contenido de agua variable entre 20 a 70% y con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 29 y 50 golpes, enseguida se detecto hasta la profundidad de 14.8 m, arena de fina a gruesa pumítica, gris claro con un lente de limo café grisáceo con poca arena de compacidad compacta a muy compacta, con un contenido de agua variable de 32 a 68%; con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 33 y mas de 50 golpes; subyaciendo a estos materiales y hasta 17.5m de profundidad, se encontró una arcilla poco limosa café oscuro, con poca arena fina, con intercalaciones de arena de fina a gruesa pumítica, gris claro, con un contenido de agua medio de 35%; enseguida y hasta la profundidad de 19.5m se tiene un material constituido por arena fina media y gruesa pumítica, gris claro, con vetas de limo arcilloso café; con un contenido de agua variable entre 20 y 40%.

Finalmente entre 19.5 m y la máxima profundidad explorada se detectaron materiales muy resistentes, de toba volcánica constituida por limo poco arcilloso, café, con poca arena fina; con contenido de agua promedio de 20%, de compacidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar de 31 a más de 50 golpes.

El nivel freático no se detecto 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 Pétrea.

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

### **Diseño de cimentación.**

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo y las del proyecto arquitectónico considerado se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas o pilas, dependiendo de la magnitud de la carga.



• **Alternativa mediante zapatas.**

Se considero una cohesión de 3 ton/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción de 28°, un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y nivel de desplante 1.5 m con respecto al piso terminado (obtenidos de la correlación de la prueba de penetración estándar y las propiedades físicas de otros materiales semejantes a los materiales de apoyo), se obtuvo la capacidad de carga admisible de diseño para zapatas aisladas en condiciones estática y dinámica será 28 y 43 ton/m<sup>2</sup> respectivamente. En la siguiente tabla se indica la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas para zapatas aisladas y corridas.

F<sub>R</sub>: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

**CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS PARA ZAPATAS CORRIDAS Y AISLADAS.**

BASE EN (M)	CONDICIONES ESTATICAS		CONDICIONES DINAMICAS	
	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	CORRIDAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )	AISLADAS Qa=(TON/M <sup>2</sup> )
<b>1</b>	<b>28.81</b>	<b>23.23</b>	<b>43.21</b>	<b>34.84</b>
<b>2</b>	<b>32.6</b>	<b>25.91</b>	<b>48.90</b>	<b>38.86</b>
<b>3</b>	<b>37.03</b>	<b>30.93</b>	<b>55.54</b>	<b>46.39</b>

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1
- Considerando un módulo de elasticidad del manto de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup>, una relación de Poisson de 0.35 (obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice), se obtuvieron los asentamientos elásticos inferiores a 8 cm, los que se observan resultan admisibles.

Para el diseño en condición sísmica será necesario revisar que la combinación de cargas gravitatorias (CM + CVMÁX.), combinadas con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la



dirección más desfavorable y de un 30% en la más favorable cumplan las condiciones de estabilidad a corto plazo.

Las solicitaciones en condiciones dinámicas no deben de exceder la capacidad de carga admisible proporcionada, además de satisfacer la estabilidad de la estructura por las posibles solicitaciones a tensión contrarestadas por las cargas gravitacionales.

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

- + La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 (Zona de Lomas).

- **Alternativa de cimentación con Pilas.**

Considerando la constitución de los materiales así como su compacidad, característica de los depósitos de tipo tobaceo, que en particular en el predio de interés en los primeros 20 m de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre compacta a muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 30 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso y la existencia de materiales arenosos de tipo



pumítico; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud proyectadas, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad y resistencia.

Por otra parte considerando que entre 13 y 15 m de profundidad se encuentra un depósito de arena pumítica, y a partir de 20 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta se detecto un deposito resistente muy compacto con horizontes que se encuentra a diferentes profundidades por su estratificación errática, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 22 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta de Periférico, empotrándose 2.0 m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisface las condiciones de operación de la estructura proyectada. Si la excavación se realiza a 15 m de profundidad se construirán pilas de 7 m de longitud, y en el caso de que la excavación se realice a 10 m de profundidad las pilas tendrían 12 m de longitud, lo anterior se muestra en las Figuras 16 y 17.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 6 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 32° 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 2.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

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 las características de la denominada Zona de Lomas.



Estado límite de falla en condiciones estáticas. Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionada la cimentación con las cargas de proyecto definitivas deberá revisarse que se satisfaga la desigualdad antes mencionada.

Estado límite de falla en condiciones dinámicas. Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, una vez dimensionada la cimentación con las cargas de proyecto definitivas deberá revisarse que se satisfaga la desigualdad antes mencionada.

Estado límite de servicio de servicio. Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 2.03, 2.83 y 3.24 cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

- **Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas**

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

- a) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alavés y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- b) La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.
- c) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.



- d) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- e) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.
- f) El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.5m sobre el fondo de la perforación.
- g) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.
- h) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- i) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.3 m abajo del nivel superior del concreto.
- j) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm. En el caso de utilizar un aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento de 18 cm.

Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

### **Estabilidad de Taludes.**

Se reviso la estabilidad del talud vertical que se requiere dejar para la excavación que se realizara para construir los sótanos previstos.

Deben considerarse dos conceptos para la evaluación de la estabilidad del talud a largo plazo:

- El primero es la estabilidad del talud que quedará en forma permanente.



- La magnitud del empuje horizontal de tierras que reaccionará contra el talud.

Se reviso la estabilidad del talud proyectado considerando que se requiere dejarlo vertical, debido a que la colindancia vecina está realizando una excavación en el límite entre ellos. Las características geométricas del talud analizado tendrán alturas variables entre 10 y 15 m, como se muestra en la figura 20 a 27.

Para estabilizar un corte vertical se requieren varios niveles de anclas distribuidas en el sentido vertical a cada 3.0 m de separación entre sí tanto en el sentido vertical como en el sentido horizontal. El número de niveles dependerá de la altura que tenga el talud. En el caso de que la altura del talud sea entre 10 y 15 m de altura se requerirán entre cuatro y cinco niveles de anclas, conforme se reduzca la altura del talud se reducirán los cinturones de anclas.

Se considero en los análisis:

- Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que constituyen al talud corresponden con los obtenidos de la exploración del terreno.
- La geometría del talud, que tendrá entre 10 y 15 m de altura y será vertical.
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es considerada de 2 y 7 ton/m<sup>2</sup>.
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable a corto plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.
- 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.
- El concreto lanzado que se usará será de 6 cm de espesor y 150 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a los 28 días, se reforzará con malla electrosoldada.
- También deberá impedirse que ocurran filtraciones en particular sobre las arenas de tipo pumítico, por lo que deberán construir el sistema de drenaje constituido por drenes profundos y lloraderos.



Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de 2 y 7 ton/m<sup>2</sup> 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. Los resultados se muestran en las figuras 28 a la 28g. (Anexo I).

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 y 7 ton/m<sup>2</sup> sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulta menor de 1.5 que no es (admisible) para condiciones de corto plazo en condiciones estáticas y menor a 1.3 en condiciones dinámicas.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes verticales será necesario retener la excavación 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.

#### **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 2 y 7 ton/m<sup>2</sup>, 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 una cohesión, un ángulo de fricción interna y un peso volumétrico previamente determinados se obtuvo un valor de  $\lambda.c\phi$  y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de altura variable entre 10 y 15 m las coordenadas del círculo de falla.

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 será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad.

Se considero el perfil estratigráfico (ver fig. 15) más crítico como se menciona a continuación:

Primer estrato de 0.0 a 8.0 m compuesto por una arcilla poco arenosa preconsolidada de color negruzco.

Segundo estrato de 8.0 a 15.0 m, compuesto por limo arenoso en estado compacto con una incrustación de arena pumítica.

El objetivo de esta etapa de diseño es definir si el ángulo de inclinación vertical propuesto para los taludes en las colindancias y que se encuentran constituidos por tobas con limo arenoso y arena pumítica que poseen un factor de seguridad adecuado.

En algunas zonas el proyecto considera cortes con alturas de 10 a 18 m e inclinaciones y verticales.

### **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 el 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, pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser



de 1.3, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado), para incrementar el factor de seguridad a largo plazo.

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos que se muestran en las figuras 28 - 28g, no sean adecuados a los lineamientos establecidos y considerando que estos se encuentran por debajo del límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones por lo que se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad.

### **Sistema de anclaje propuesto.**

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras (20 a 27), 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.

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<sup>2</sup> 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 sobre volumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en qué momento se suspenderá la inyección.

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

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 10 cm de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal, excepto las del primer cinturón de la colindancia oriente que se colocaran a 45 grados, y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular de 3.0 m en el sentido horizontal y vertical, iniciando a 1.80 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en las figuras 20 a 27.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1,3



y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm<sup>2</sup>, la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

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.

### PROGRAM SLIDE

CONDICIONES	ANCLAS	SOBRE CARGA TON/M <sup>2</sup>	(FS) OBTENIDO	(FS) RECOMENDADO
ESTATICO	SIN ANCLAS	7.00	1.063	1.5
ESTATICO	CON ANCLAS	7.00	1.536	1.5
DINAMICO	SIN ANCLAS	7.00	1.018	1.3
DINAMICO	CON ANCLAS	7.00	1.473	1.3
ESTATICO	SIN ANCLAS	2.00	1.256	1.5
ESTATICO	CON ANCLAS	2.00	1.934	1.5
DINAMICO	SIN ANCLAS	2.00	1.189	1.3
DINAMICO	CON ANCLAS	2.00	1.836	1.3

(FS) = Factor de Seguridad.

### Proceso Constructivo.

**Procedimiento constructivo para la excavación.** Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar entre 10 y 13 m de profundidad máxima para alojar a los tres o cuatro niveles de sótano, se establece que se deberá realizar en dos etapas la excavación, primero la zona central y posteriormente el perímetro.

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



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 emplearse un muro de concreto lanzado con malla electrosoldada que generalmente se coloca como refuerzo, y adicionalmente tres a 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, 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.

**Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.** Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe anclado.

**Procedimiento Constructivo General.** En todo el perímetro deberá preverse la colocación de un tapial para tener medidas de seguridad para la obra. Previo a la realización de cualquier excavación se deberá instrumentar todo el perímetro para observar su comportamiento antes, durante y al término de la excavación que permita tomar medidas preventivas y correctivas.

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 1.0 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que sea necesario.

**Proceso constructivo de anclaje.** 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 figuras 20 a 27) y dimensiones de 1.0 x 1.0 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

En las cajas labradas se colocaran tramos de 1 x 1 m de una parrilla de varillas a cada 15 cm en las dos direcciones; y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se anclara y colocara sobre el talud una doble malla 6x6-6/6, fijada al talud mediante varillas de 3/8" y 0.6 m de longitud, hincadas en una retícula de 2 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado recomendado de 10 cm.

Sobre la malla colocada en el sitio en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaran unos tramos de tubo de PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.



Una vez colocada la malla se aplica una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor, (para anclas a largo plazo).

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

Una vez tensadas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación de la malla el 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.

Las anclas serán del tipo de fricción, tendrán 10 cm de diámetro, un tensor constituido por un paquete de cuatro torones de 0.5" de diámetro, de alta resistencia, con la longitud y disposición que se muestran en las figuras 20 a 27.

Se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobre espesor de 10 cm más y exterior como se muestra en las figuras 20 a 27.

Las anclas de la primera línea, definidas a un 1.8m a partir de la corona del talud serán de 17 m de longitud, la segunda línea de 16 m, la tercera línea de 14 m, la cuarta línea de 13 m de longitud, y la quinta línea localizada a profundidades variables entre 1.0 y 2.0 m del pie del talud será de 13 m de longitud.

Se instalarán las anclas en perforaciones de 4" de diámetro, y estarán constituidas por paquetes de cuatro torones (cables de acero) de 0.5" de diámetro, con una inclinación de 10 grados con respecto a la horizontal excepto la primer en la colindancia oriente que será a 45 grados **para no interferir con servicios públicos, sin embargo es necesario hacer un levantamiento detallado y conocer la profundidad a la que se encuentran.**

Los torones contarán con un centrador de plástico espaciado a cada 2.5m, y un separador de torones a cada 2.0 m.



La perforación además de alojar los torones, deberá permitir la colocación de un tubo de inyección de PVC de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro y un tubo de retorno de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, que servirá para purga y como testigo de la inyección de la perforación.

Las inyecciones se harán con una lechada de agua-cemento, a la cual se le agregará un aditivo estabilizador, la lechada deberá tener una resistencia  $f'c=200$  Kg/cm<sup>2</sup>. La presión de inyección será de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

El sistema de retención estará constituido por cinco cinturones de anclas en el caso de una profundidad de 13 m con respecto al nivel de banqueteta y de 10 m de profundidad se requerirán del orden de tres cinturones.

El sistema de anclaje estará aplicado sobre un muro de concreto lanzado de 6 cm de espesor y una resistencia a la compresión simple  $f'c= 150$  Kg/cm<sup>2</sup>, reforzada con una malla electrosoldada 6x6/6-6 con un límite de fluencia ( $f_y$ ) igual a 5000 Kg/cm<sup>2</sup>.

La malla se colocará mediante escantillones o anclas cortas de acero de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 50 cm de longitud, formando una cuadrícula de 1.5 x 1.5 m, además estarán provistas con crucetas fabricadas con tramos de alambón de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro para sostener la malla. El traslape entre los extremos de los tramos de malla de refuerzo, no deberá ser menor a 25 cm.

Las anclas contarán en el brocal de la perforación con un dado de concreto reforzado, construido en el cuerpo del talud, de sección cuadrada de 1 por 1 m de lado y de 0.10 m de espesor, donde se fijará el cabezal del ancla.

Alcanzado el fraguado de la inyección del ancla (mínimo 96 horas) se deberá aplicar la tensión correspondiente para cada nivel de anclaje, según se indica en las figuras 20 a 27, las cuales serán de 48 ton.



NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD LIBRE (M)	LONGITUD BULBO (M)	TENSION (TON)
1o	17.0	7.0	10.0	48
2o	16.0	6.0	10.0	48
3o	14.0	4.0	10.0	48
4o	13.0	3.0	10.0	48
5o	13.0	3.0	10.0	48

En el talud se pondrán mínimo dos líneas de tubos de PVC en perforaciones ascendentes de 2 ½ " de diámetro con una inclinación de 5°, respecto a la horizontal, y de 6.0 m de longitud cada 3 y 6 m de separación en el sentido horizontal para la zona de arenas pumíticas y de toba volcánica respectivamente; los tubos de PVC que se introducirán serán de 2" de diámetro se forrarán con un geotextil y con una longitud de 20 cm mayor a la de la perforación.

Los tubos de PVC cortos (lloraderos) de 30 cm de longitud se colocaran en una retícula de 3 m en las dos direcciones.

### Recomendaciones adicionales.

1.- Es indispensable que el corte y estabilización de los taludes se haga siempre de arriba hacia abajo y de adentro hacia fuera, evitando en todo caso la excavación al pie del talud y la formación de contrapendientes que puedan generar caídos.

2.- Longitud máxima de recorte. Durante los trabajos de estabilización y protección, es necesario cumplir con la restricción de avance máximo de 3 m de altura por 5 m de longitud. Podrá incrementarse la longitud de abertura conforme se vaya observando el avance del recorte y las características de los materiales descubiertos.

3.- Se excavará y afinará el corte a 90° o al talud de 78 grados e inmediatamente después, con el propósito de evitar la erosión e intemperismo de los materiales, se procederá a recubrir con una capa de 10 cm de concreto lanzado, reforzado con doble malla electro soldada 6x6-6/6, que se fijará al talud con grapas de 60 cm de largo.



4.- Ya recubierto con el concreto lanzado se procederá a la instalación de anclas de acuerdo a lo mencionado anteriormente. La perforación tendrá 4 pulgadas de diámetro, la inyección de lechada de cemento será de 10 kg/cm<sup>2</sup> de presión y su resistencia será  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

5.- Una vez instaladas las anclas y habiendo dejado fraguar la lechada, se procederá a tensar cada una de ellas a 90 toneladas.

6.- Drenaje. Es necesario que en la corona de los taludes se construyan contra cunetas revestidas en la corona y pie del talud, para evitar la pérdida de resistencia de los materiales debidos al hundimiento provocado por infiltraciones. Además deberán instalarse lloraderos de tubo de PVC 2 pulgadas de 40 cm de longitud, a cada 3 m en arreglo tresbolillo o donde se presenten filtraciones para evitar la acumulación de agua que provoque empujes hidrostáticos excesivos que disminuyan el factor de seguridad del talud.

Adicionalmente a la instalación de las anclas para el refuerzo del talud. Se deberá suministrar en el cuerpo del mismo, contra los efectos de la erosión, la instalación de drenes profundos y lloraderos por tubos de PVC; estos tubos canalizarán las aportaciones de agua pluvial que se infiltren en la corona del talud.

Para controlar la erosión del material del cuerpo del talud causada por la infiltración de agua pluvial y evitar que se genere una presión hidrostática sobre el muro de concreto lanzado por acumulación de la misma en su respaldo, se deberán instalar los tubos de PVC antes mencionados (drenes profundos y lloraderos).

En el talud se pondrán mínimo dos líneas de tubos de PVC en perforaciones ascendentes de 2 ½ " de diámetro con una inclinación de 5°, respecto a la horizontal, y de 6.0 m de longitud cada 3 y 6 m de separación en el sentido horizontal para la zona de arenas pumíticas y de toba volcánica respectivamente; los tubos de PVC que se introducirán serán de 2" de diámetro se forrarán con un geotextil y con una longitud de 20 cm mayor a la de la perforación.

Los tubos de PVC cortos (lloraderos) de 30 cm de longitud se colocaran en una retícula de 3 m en las dos direcciones.

Se establece que el proceso constructivo se podrá efectuarse por etapas, dejando bermas perimetrales constituidas por una banquetta de un metro y taludes a 60° en las colindancias, y excavando la parte central del terreno.



Se procederá a construir la zona central que ocuparán los estacionamientos hasta el nivel de proyecto. Una vez efectuado lo anterior se procederá a realizar la excavación de la berma perimetral mediante módulos de 6 m de ancho.

Se deberá instrumentar la excavación, a fin de monitorear los posibles movimientos que se registren en los taludes y que permitan implementar algunas medidas preventivas en caso de ser necesario.

Cualquier cambio en las condiciones de cimentación de las estructuras o corte de taludes y excavaciones deberá ser informado en forma oportuna para su revisión.

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.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.



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.

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

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas como se indica en el capítulo VII.

ANEXO

F

FIGURAS

## FOTOGRAFIA AEREA DEL SITIO DE INTERÉS.



OBRA: QUALITAS PERIFERICO

UBICACIÓN: COL. SAN ANGEL INN

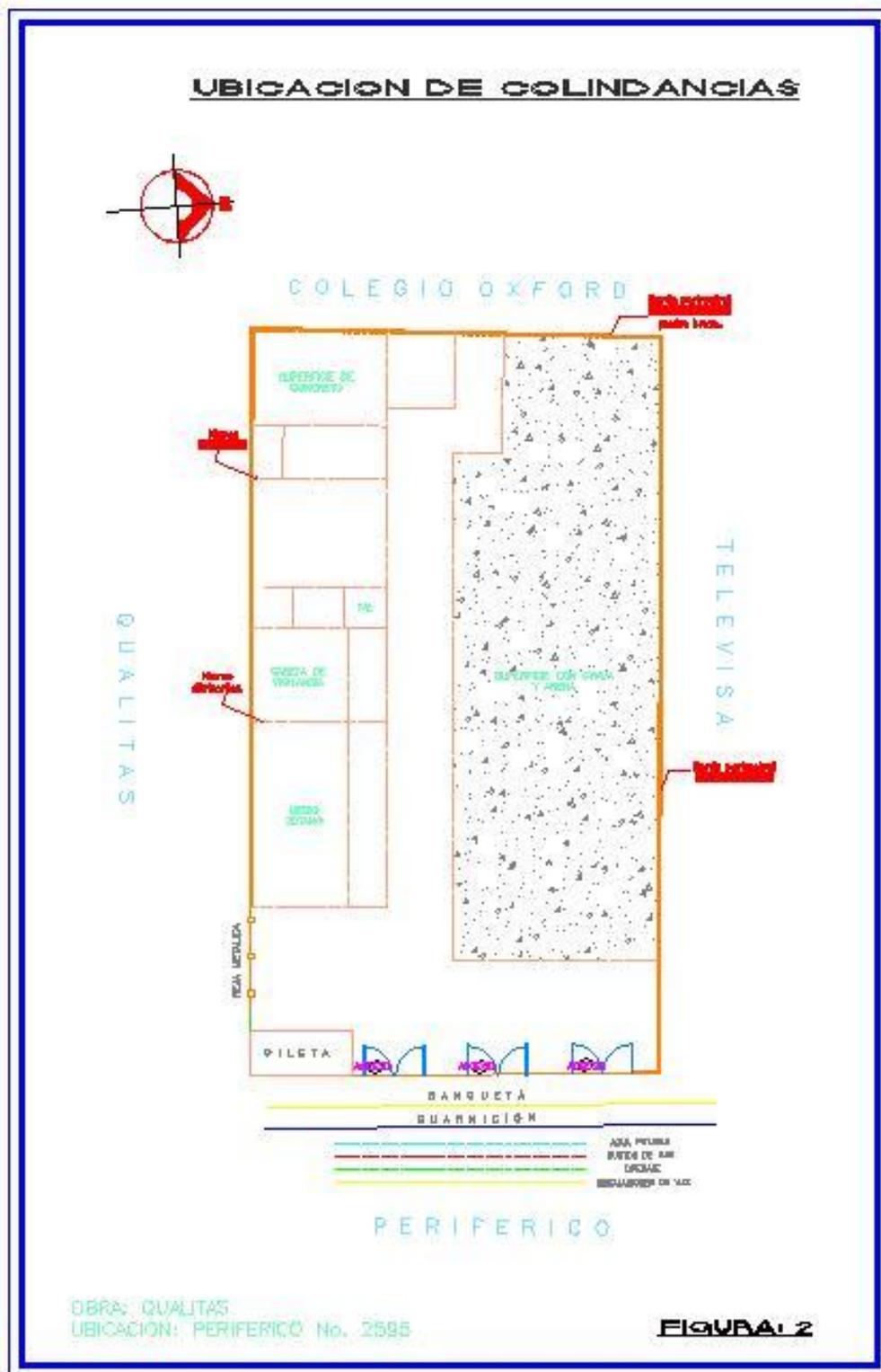
ANEXO I  
FIGURAS

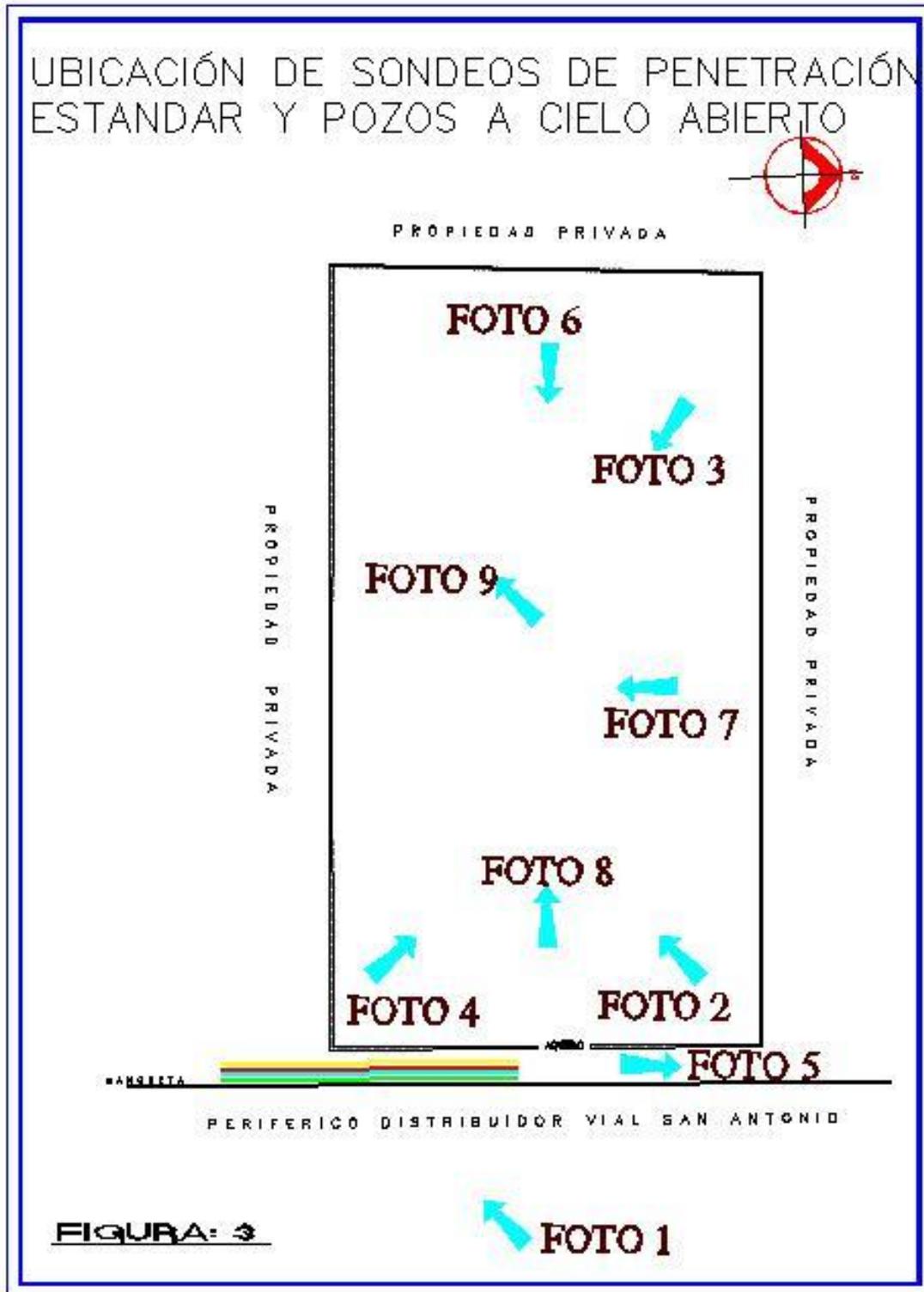


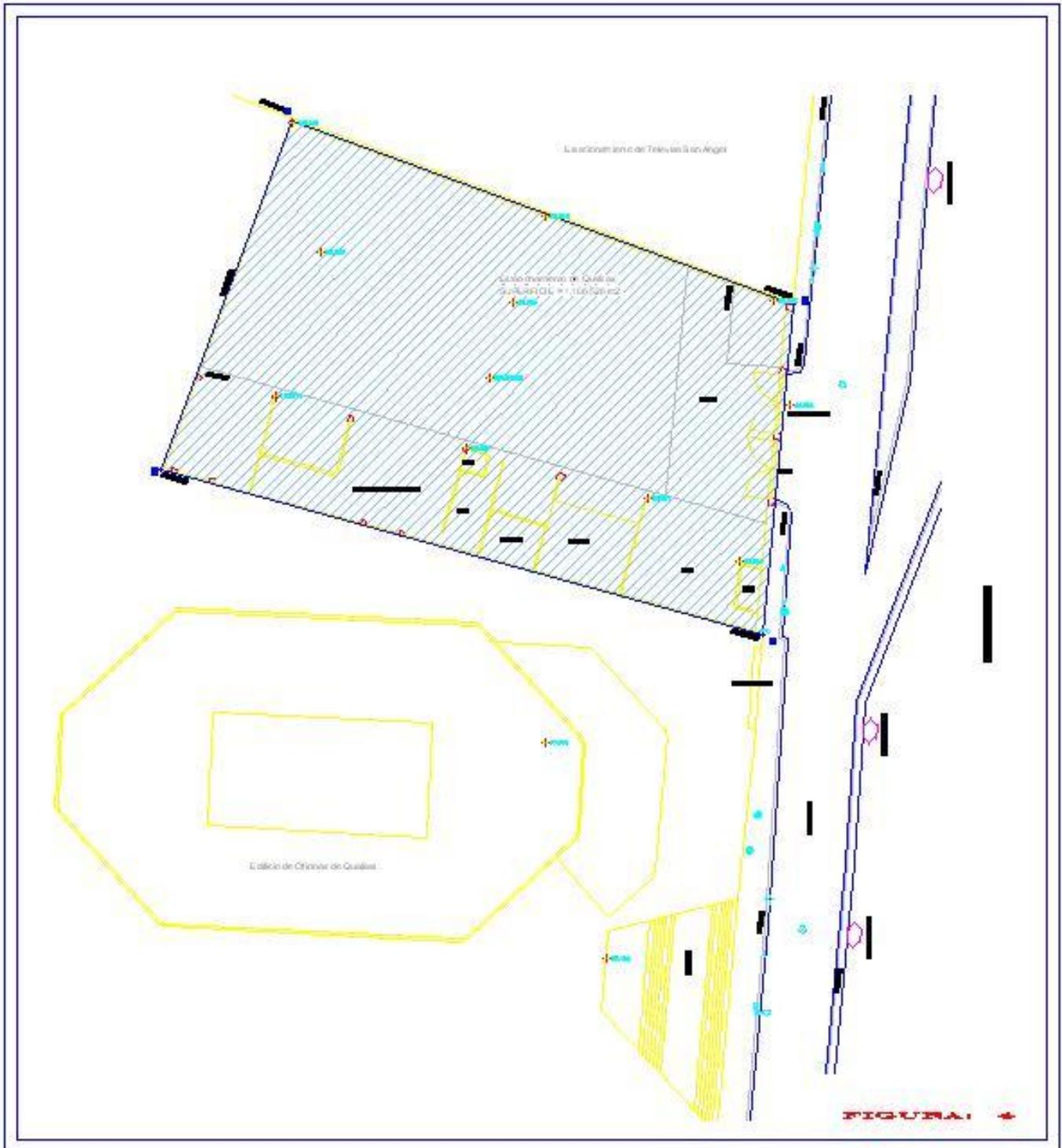
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN



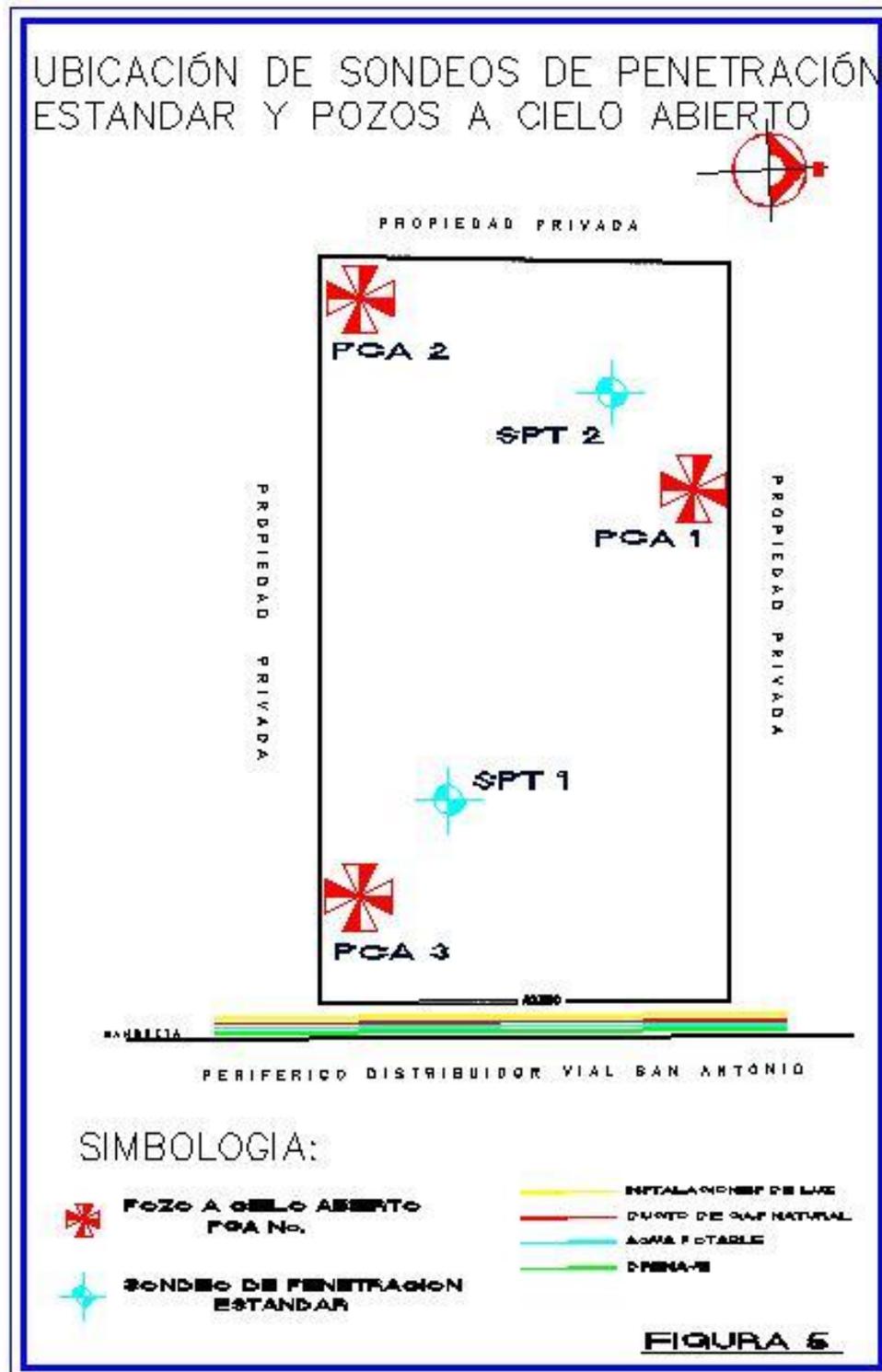


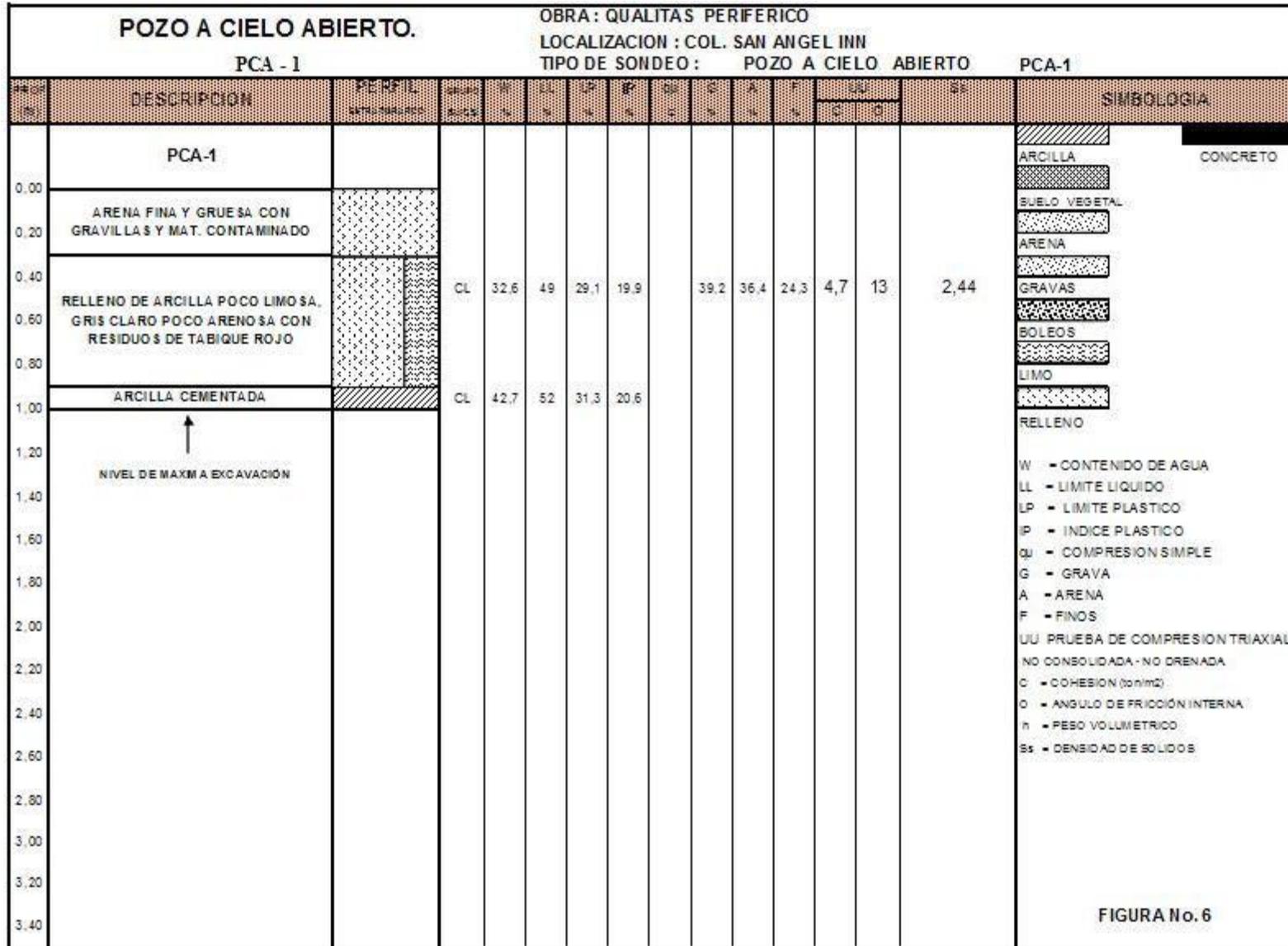


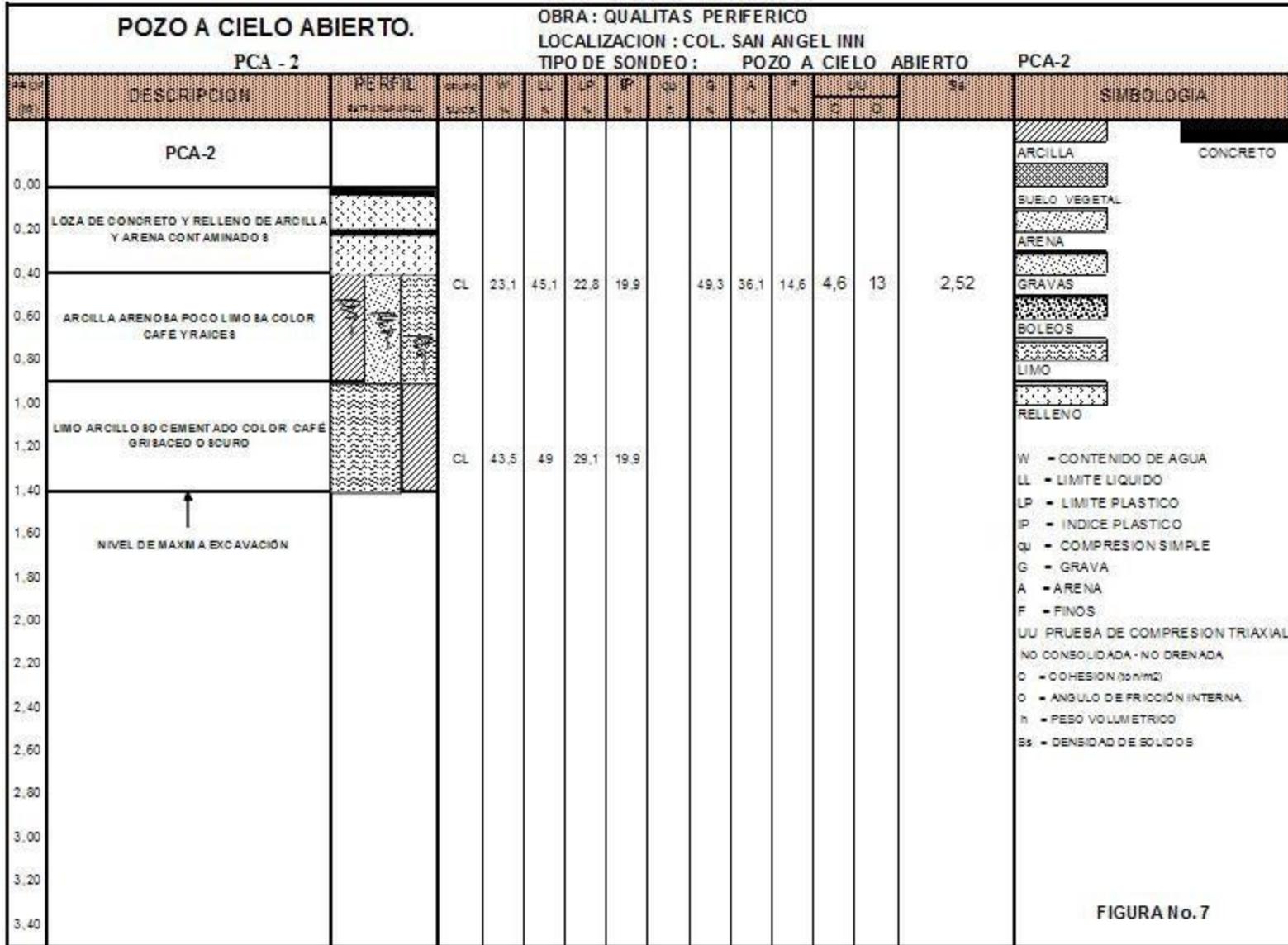


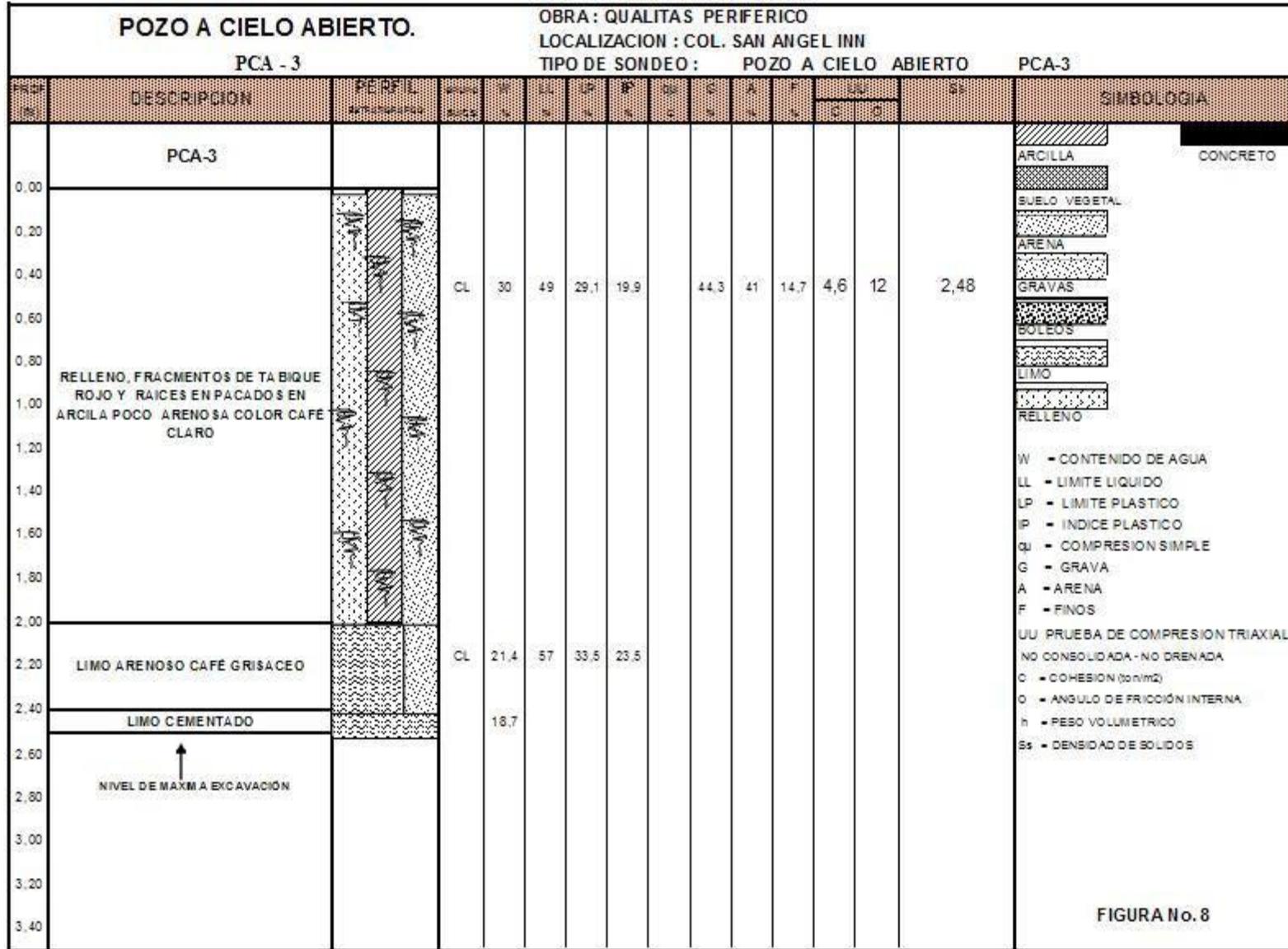


ANEXO I  
FIGURAS











# REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN



OBRA: <u>QUALITAS PERIFERICO</u>		COORDENADAS: X <u>                    </u> Y <u>                    </u> Z <u>                    </u>	
LOCALIZACIÓN: <u>PERIFERICO SUR No. 2595 COL. SAN ANGEL INN</u>		FECHA DE INICIO: <u>00/01/1900</u>	Hrs. <u>                    </u>
POZO No. <u>1</u>		TERMINACIÓN: <u>                    </u>	Hrs. <u>                    </u>
TIPO DE SONDEO: <u>SPT</u>		BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>	
LONGYEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. Nº DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
15	8,50	8,65	0,15	0,12			50			T.P.	limo arenoso cementado café claro.
-	8,65	9,10	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
16	9,10	9,40	0,30	0,25			31	50/15		T.P.	limo arenoso café claro.
-	9,40	9,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
17	9,70	9,95	0,25	0,20			36	50/10		T.P.	limo arenoso café claro.
-	9,95	10,30	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
18	10,30	10,65	0,35	0,28			28	50/20		T.P.	limo arenoso con gravillas café claro.
-	10,65	10,90	0,25	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
19	10,90	11,30	0,40	0,34			18	50/25		T.P.	limo arenoso con gravillas café claro.
-	11,30	11,50	0,20	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
20	11,50	11,90	0,40	0,34			16	50/25		T.P.	limo arenoso con gravillas café claro.
-	11,90	12,10	0,20	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
21	12,10	12,40	0,30	0,22			17	50/15		T.P.	limo arenoso con gravillas café claro.
-	12,40	12,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
22	12,70	13,00	0,30	0,17			21	50/15		T.P.	limo arenoso con gravillas café claro.
-	13,00	13,30	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
23	13,30	13,90	0,60	0,44			18	33	21	T.P.	Arena pumítica con gravillas poco limosa café claro.
24	13,90	14,35	0,45	0,32			17	50		T.P.	Arena pumítica con gravillas poco limosa café claro.
-	14,35	14,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
25	14,50	14,80	0,30	0,26			20	50/15		T.P.	limo arenoso café claro con arena pumítica y gravillas café claro.
-	14,80	15,10	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
26	15,10	15,40	0,30	0,21			21	50/15		T.P.	limo arenoso café claro.
-	15,40	15,70	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
27	15,70	16,30	0,60	0,48			18	31	23	T.P.	Arena fina poco limosa con lente de arena pumítica en zapata café claro.
14	16,30	16,55	0,25	0,05			27	50/10		T.P.	Sin recuperacion.

NIVEL FREÁTICO (m). <u>                    </u>	TURNO: <u>                    </u>	HR.S. <u>                    </u>	PROP. PROYECTO: <u>25 MTS.</u>
OBSERVACIONES GENERALES: <u>                    </u>		PROP. REAL: <u>25 MTS.</u>	
<u>                    </u>		OPERADOR: <u>ALEJANDRO VILLANUEVA</u>	
<u>                    </u>		SUPERVISOR: <u>ING. OMAR PINEDA PINEDA</u>	
ADEME (m). <u>                    </u>		FIGURA: <u>9</u>	

ANEXO I  
FIGURAS

# REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN



OBRA:	QUALITAS PERIFERICO	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	PERIFERICO SUR No. 2595 COL. SAN ANGEL INN	FECHA DE INICIO:	Hrs. _____	
POZO No.:	1	TERMINACIÓN:	Hrs. _____	
TIPO DE SONDEO:	SPT	BOMBA: MOYNO 3L6		
LONG YEAR 34				

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm. Nº DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
							AVANCE				
-	16,55	16,90	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
28	16,90	17,50	0,60	0,32			18	29	19	T.P.	Limo arenoso café claro.
29	17,50	18,10	0,60	0,23			8	30	16	T.P.	Arena pumítica poco limosa café claro.
30	18,10	18,70	0,60	0,36			3	37	50	T.P.	Arena limosa café claro con arena pumítica gris.
31	18,70	19,00	0,30	0,21			27	50/15		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19,00	19,30	0,30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
32	19,30	19,55	0,25	0,18			31	50/10		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19,55	19,90	0,35	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
33	19,90	20,35	0,45	0,28			22	50		T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
-	20,35	20,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
34	20,50	21,10	0,60	0,33			12	26	30	T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
35	21,10	21,25	0,15	0,13			50			T.P.	Limo arenoso con gravillas poco arcilloso café claro.
-	21,25	21,70	0,45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
36	21,70	22,15	0,45	0,35			22	50		T.P.	Limo arenoso café claro.
-	22,15	22,30	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
37	22,30	22,90	0,60	0,41			12	31	20	T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
38	22,90	23,35	0,45	0,34			25	50		T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
-	23,35	23,50	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
39	23,50	23,95	0,45	0,32			20	50		T.P.	Limo arenoso poco arcilloso café claro.
-	23,95	24,10	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
40	24,10	24,55	0,45	0,12			16	50		T.P.	Limo arenoso café claro.
-	24,55	24,70	0,15	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15/16
41	24,70	25,00	0,30	0,25			23	50/15		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.
NIVEL FREÁTICO (m).		TURNO:		HRS.		PROF. PROYECTO: 25 MTS.		PROF. REAL: 25 MTS.			
OBSERVACIONES GENERALES:						OPERADOR: ALEJANDRO VILLANUEVA		SUPERVISOR: ING. OMAR PINEDA PINEDA			
ADBME (m).						FIGURA: 9					

ANEXO I  
FIGURAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN





# REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: <u>QUALITAS PERIFERICO</u>		COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____	
LOCALIZACIÓN: <u>PERIFERICO SUR No. 2595 COL SAN ANGEL INN</u>		FECHA DE INICIO: _____ Hrs. <u>12:30</u>	
POZO No. <u>2</u>		TERMINACIÓN: _____ Hrs. _____	
TIPO DE SONDEO: <u>SPT</u>		BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>	
LONGYEAR <u>34</u>			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PASO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEBE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
1	0.00	6.00	0.60	0.28			3	13	7	T.P	Arcilla poco limosa café oscuro con gravas con pedacita de tabique
2	0.60	0.85	0.25	0.21			6	50/10	---	T.P	Arcilla poco limosa con limo cementado en zapata
---	0.85	1.20	0.35	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
3	1.20	1.35	0.15	0.13			50	---	---	T.P	Arena media poco limosa con gravillas café claro
---	1.35	1.80	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
4	1.80	1.95	0.15	0.14			50	---	---	T.P	Arena media poco limosa con gravillas café claro
---	1.95	2.40	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
5	2.40	2.70	0.30	0.27			18	50/15	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	2.70	3.00	0.30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
6	3.00	3.15	0.15	0.13			50	---	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	3.15	3.60	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
7	3.60	3.75	0.15	0.14			50	---	---	T.P	Limo cementado poco arenoso café claro
---	3.75	4.20	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
8	4.20	4.35	0.15	0.14			50	---	---	T.P	Limo arenoso con gravas café claro
---	4.35	4.80	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
9	4.80	4.95	0.15	0.09			50	---	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	4.95	5.40	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
10	5.40	5.53	0.13	0.11			50/13	---	---	T.P	Limo arenoso poco cementado café claro
---	5.53	6.00	0.47	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
11	6.00	6.30	0.30	0.27			36	50/15	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	6.30	6.60	0.30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
12	6.60	7.00	0.40	0.33			18	50/25	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	7.00	7.20	0.20	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
13	7.20	7.60	0.40	0.31			21	50/25	---	T.P	Limo arenoso con gravillas café claro
---	7.60	7.80	0.20	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"

OBSERVACIONES GENERALES: _____	PROF. PROYECTO: <u>25 MTS.</u> PROF. REAL: <u>26.10 MTS.</u> OPERADOR: <u>ALEJANDRO VILLANUEVA</u> SUPERVISOR: <u>ING. OMAR PINEDA PINEDA</u>
ADEME (m): _____	FIGURA: <u>10</u>



## REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: <u>QUALITAS PERIFERICO</u>				COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____		
LOCALIZACIÓN: <u>PERIFERICO SUR No. 2595 COL SAN ANGEL INN</u>				FECHA DE INICIO: _____ Hrs.		
POZO No. <u>2</u>				TERMINACIÓN: _____ Hrs.		
TIPO DE SONDEO: <u>SPT</u>				BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>		
LONGYEAR <u>34</u>						

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.		
---	17.25	17.40	0.15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
30	17.40	17.70	0.30	0.16			28	50/15	---	T.P	Arena pumitica con limo arenoso cementado café claro
---	17.70	18.00	0.30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
31	18.00	18.30	0.30	0.10			18	50/15	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	18.30	18.60	0.30	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
32	18.60	18.85	0.25	0.23			35	5	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	18.85	19.20	0.35	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
33	19.20	19.65	0.45	0.33			18	50	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	19.65	19.80	0.15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
34	19.80	20.25	0.45	0.36			15	50	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	20.25	20.40	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
35	20.40	20.85	0.45	0.34			18	50	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	20.85	21.00	0.15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
36	21.00	21.45	0.45	0.36			25	50	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	21.45	21.60	0.15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
37	21.60	22.20	0.60	0.43			17	35	22	T.P	Limo arenoso café claro
38	22.20	22.80	0.60	0.25			18	41	23	T.P	Limo arenoso café claro
39	22.80	23.25	0.45	0.31			12	50	---	T.P	Limo arenoso café claro
---	23.25	23.40	0.15	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
40	23.40	23.55	0.15	0.13			50	---	---	T.P	Limo arenoso cementado café claro
---	23.55	24.00	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
41	24.00	24.15	0.15	0.14			50	---	---	T.P	Limo arenoso cementado café claro
---	24.15	24.60	0.45	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"
42	24.60	24.80	0.20	0.15			35	50/5	---	T.P	Arena fina poco limosa con gravillas café claro
---	24.80	25.20	0.40	---			Avance			B.T	Avance con broca triconica de 2 15/16"

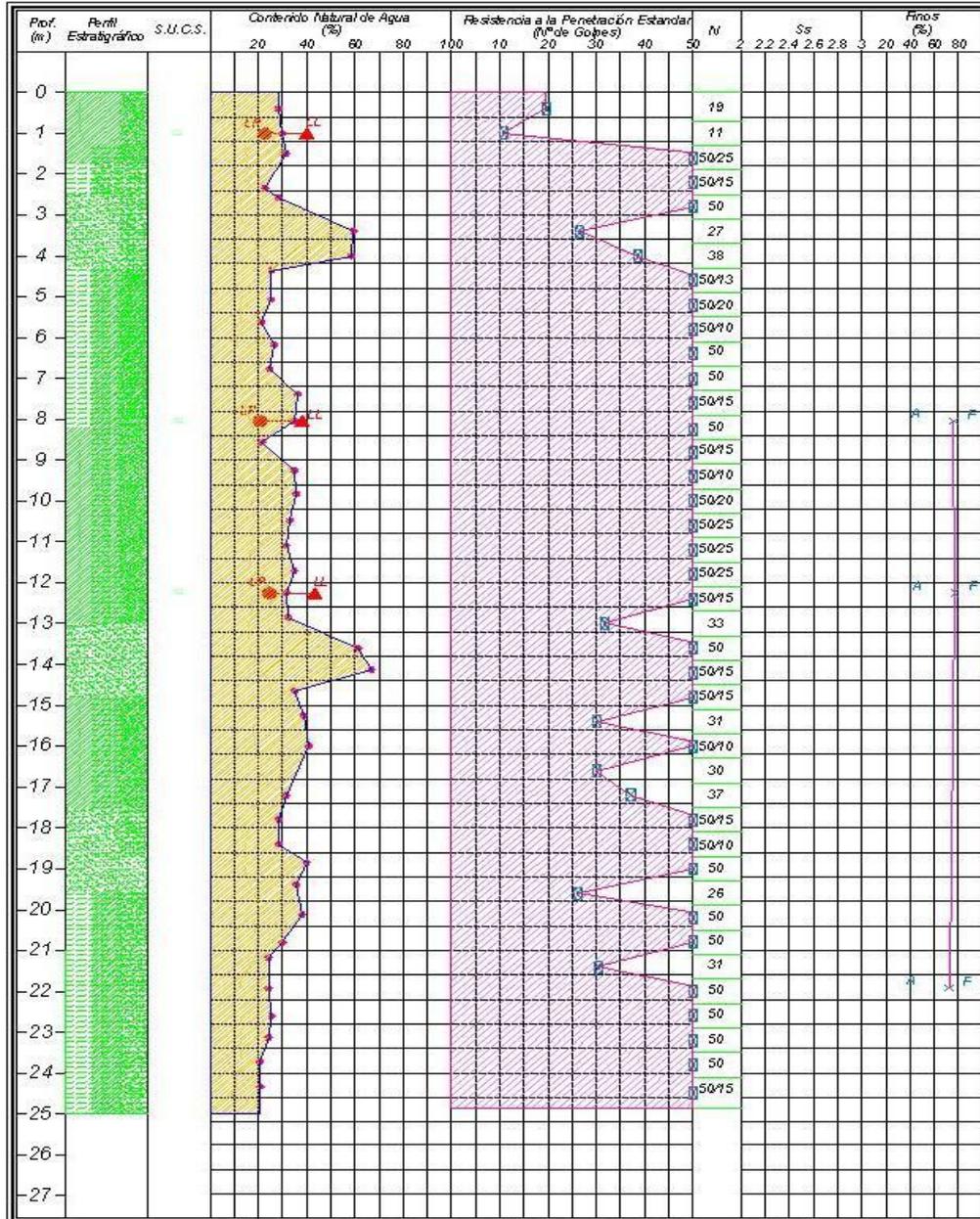
  

NIVEL FREÁTICO (m): _____	TURNO: _____	HRS: _____	PROF. PROYECTO: <u>25 MTS.</u>
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: <u>28.10 MTS.</u>
_____			OPERADOR: <u>ALEJANDRO VILLANUEVA</u>
_____			SUPERVISOR: <u>ING. OMAR PINEDA PINEDA</u>
ADEME (m): _____			FIGURA: <u>10</u>





<b>SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT-1</b>	Obra No: <u>QUALITAS PERIFERICO</u> Localización: <u>COL. SAN ANGEL INV</u> Tipo de Sondeo: <u>SPT-1</u> Cota: _____ N.A.F.: _____
---	---



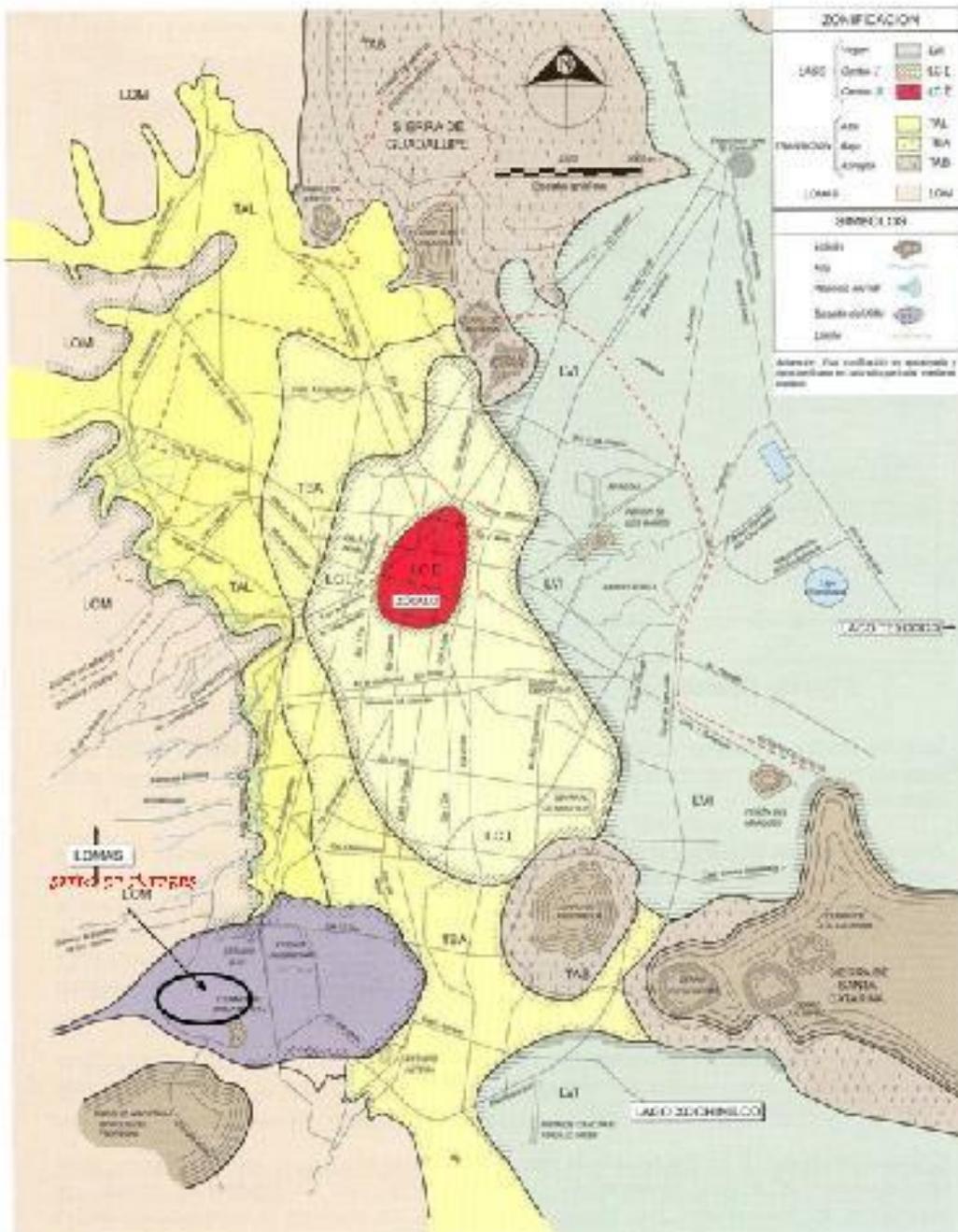
**Simbología:**

Conchillas Limo Mbt. Orgánica Relleno Arcilla Grava Arena	LP  LL N: Número de golpes para 30 cm Nb. de golpes penetración en cm. * : Avance con broca trípica : > de 50 golpes	Ss: Densidad de sólidos G: Grava A: Arena F: Finos
---	--	---

FIGURA No. 11

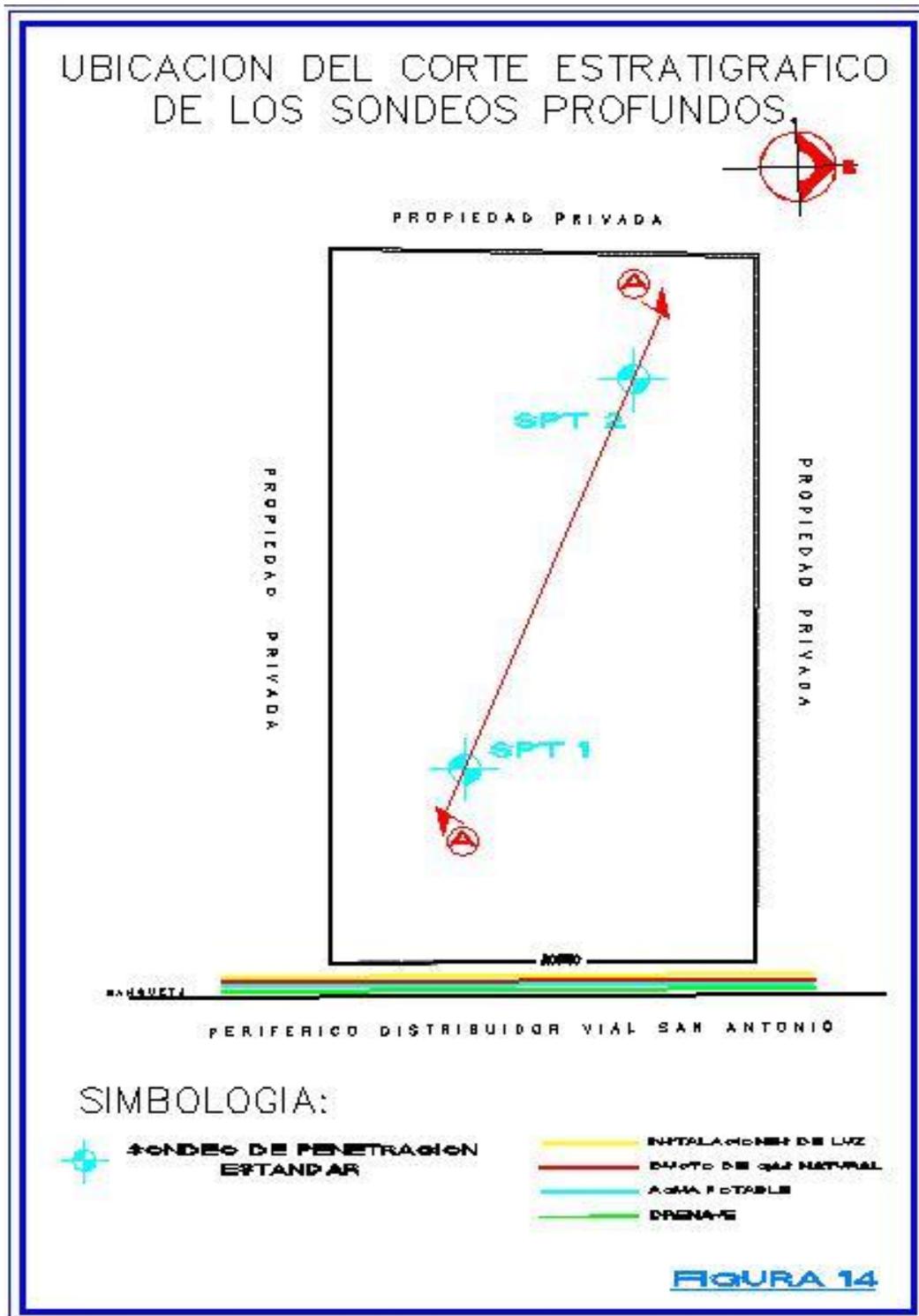


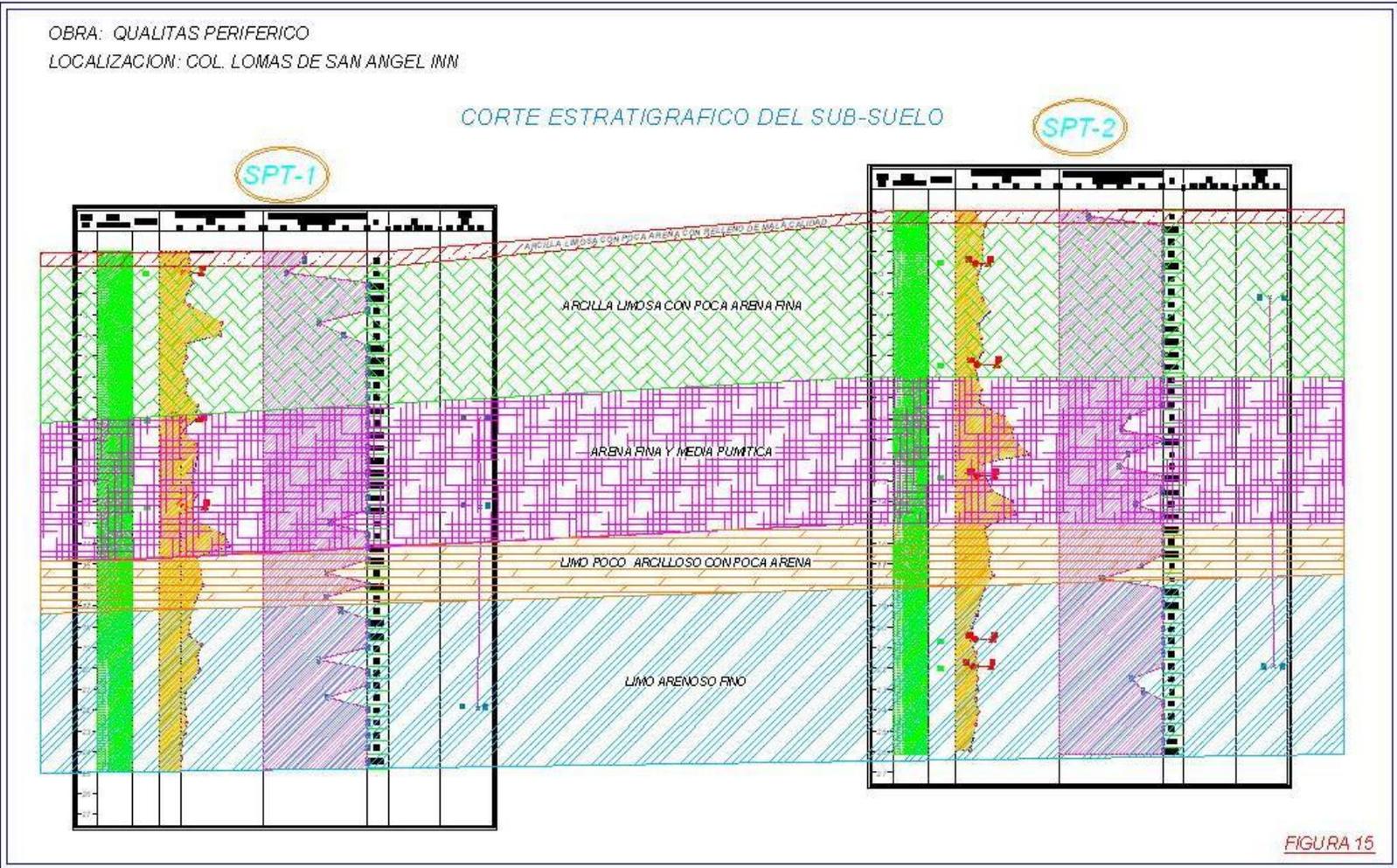
ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO



OBRA: QUALITA 8 PERIFERICO  
 UBICACION: PERIFERICO SUR No. 2696

FIGURA No. 13







### ALTERNATIVA DE CIMENTACION 1

PARA ESTA ALTERNATIVA SE CONSIDERO EL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA A 13 MTS CON RESPECTO A NIVEL DE BANQUETA

SIMBOLOGIA:

 ARBOL PUMITICA

 ZAPATA AISLADA

 PILA DE 7.0 MTS DE LONGITUD DESPLANTADAS A 20 MTS. DE PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL NIVEL DE BANQUETA

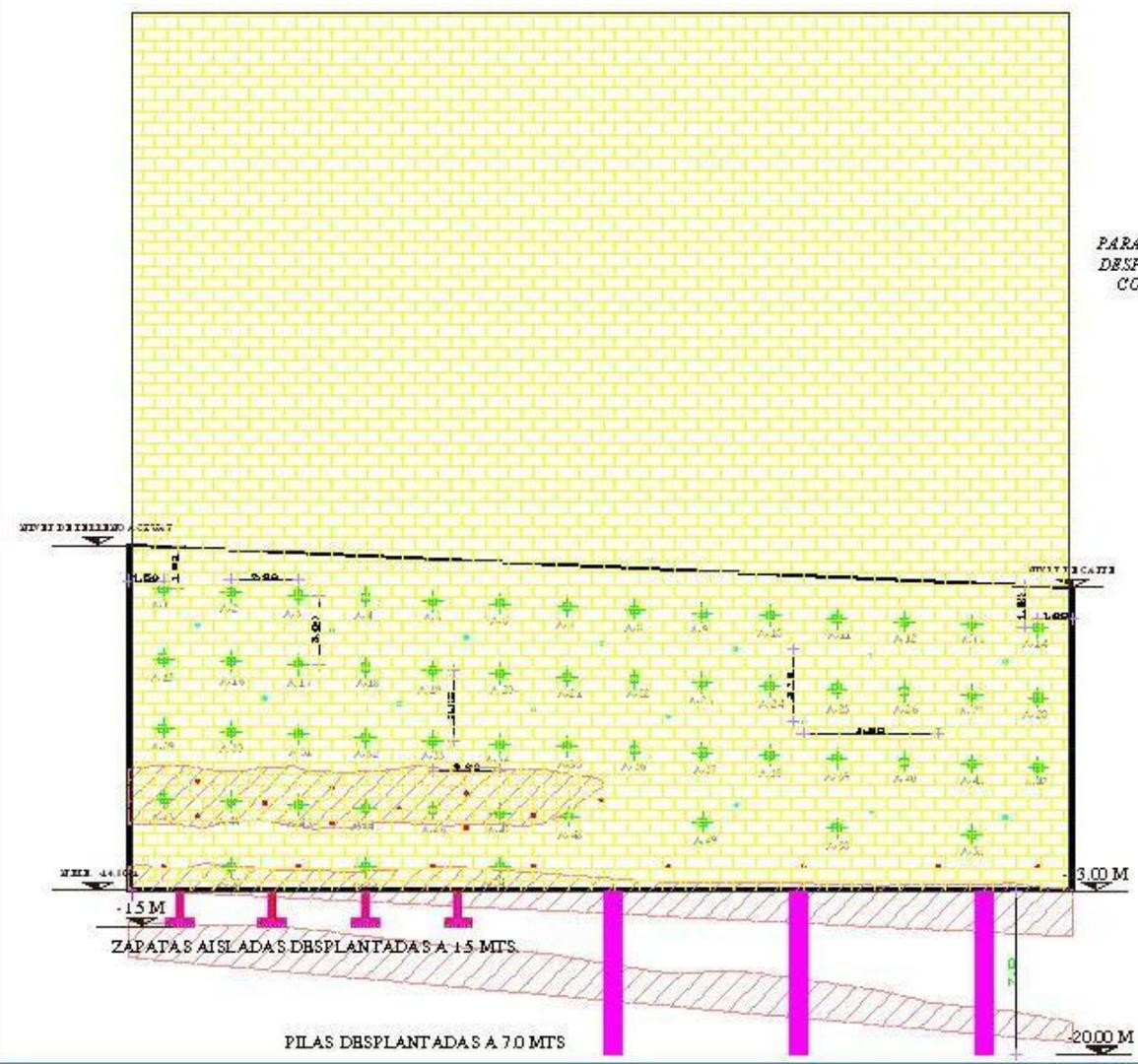
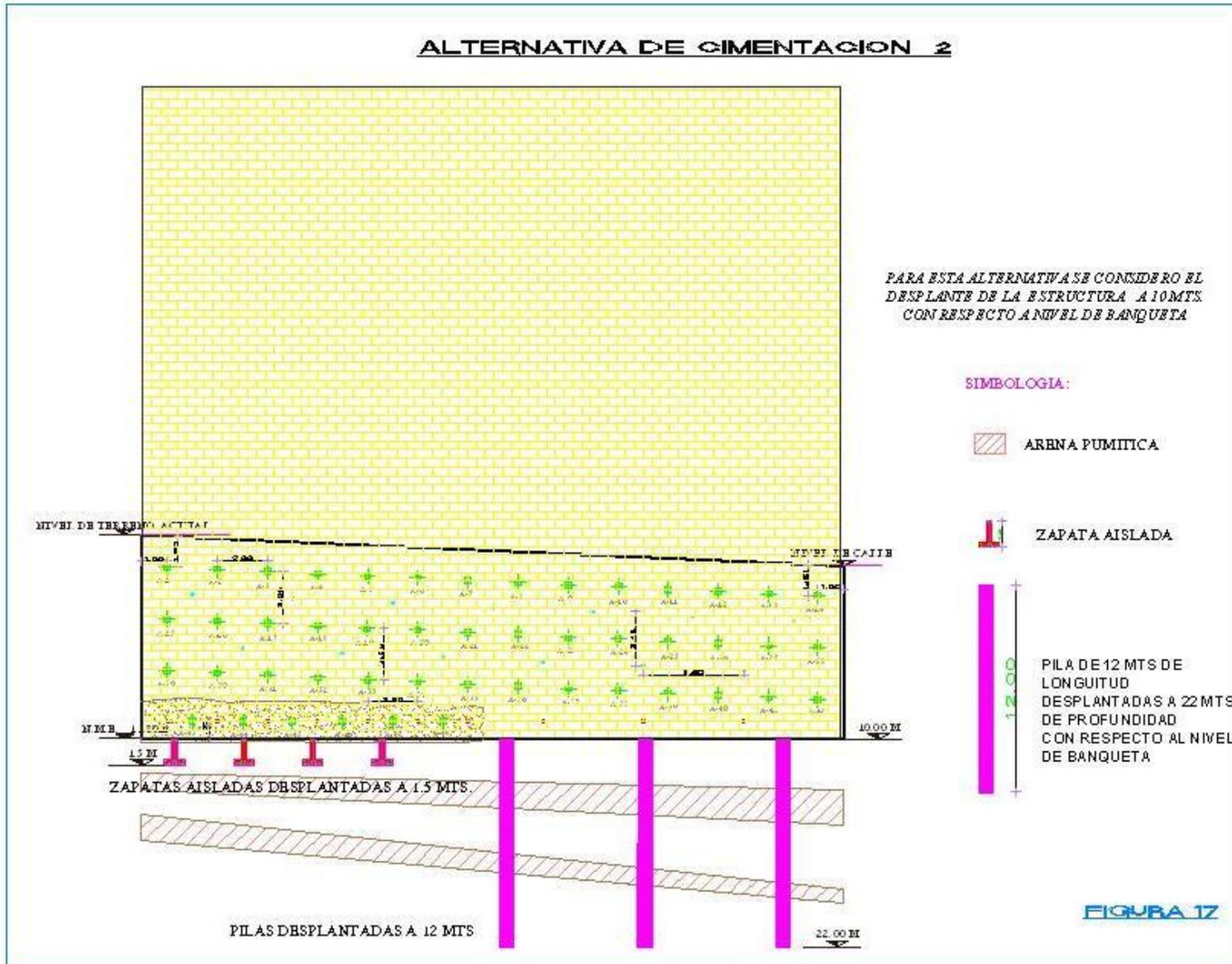
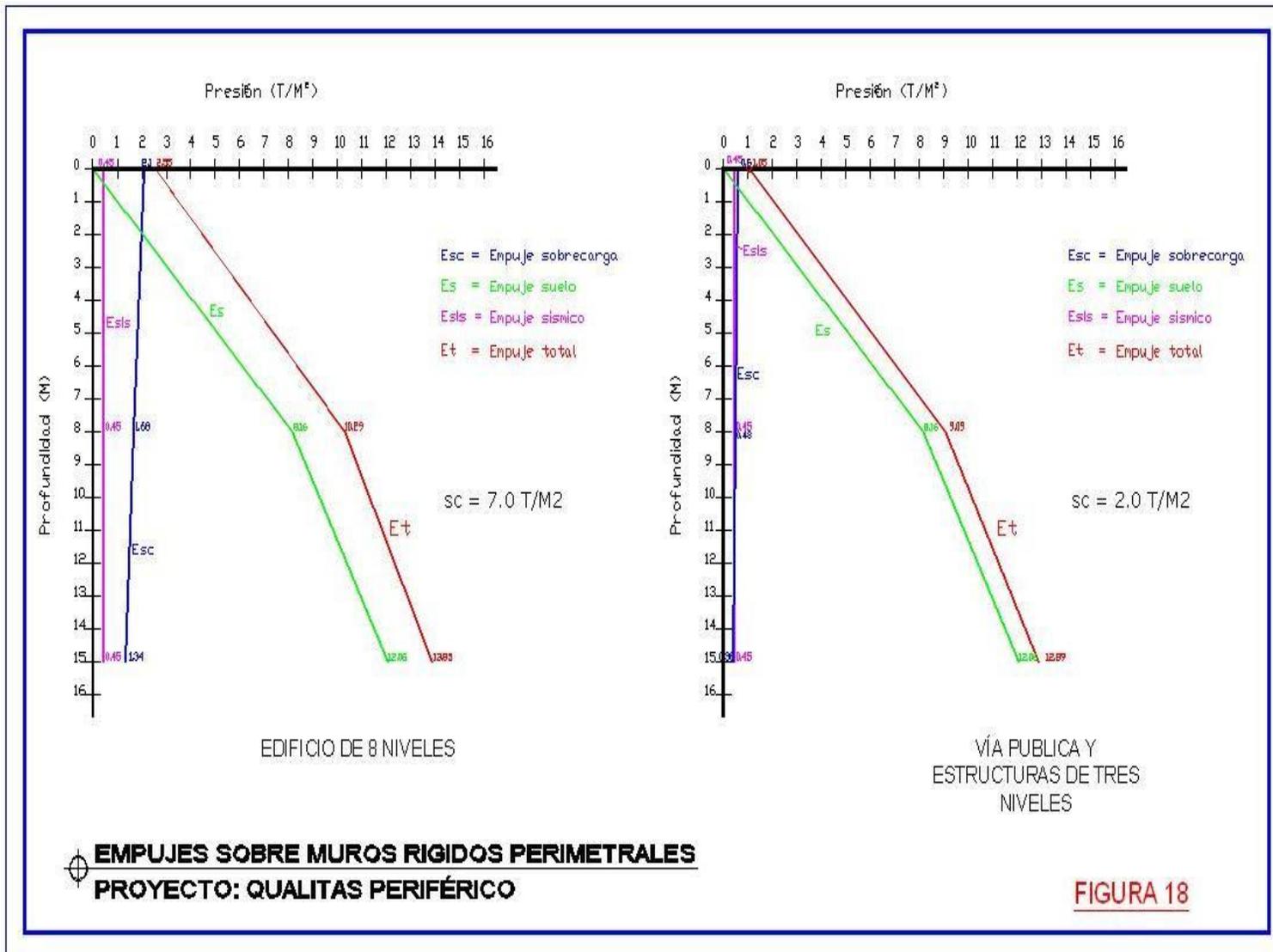
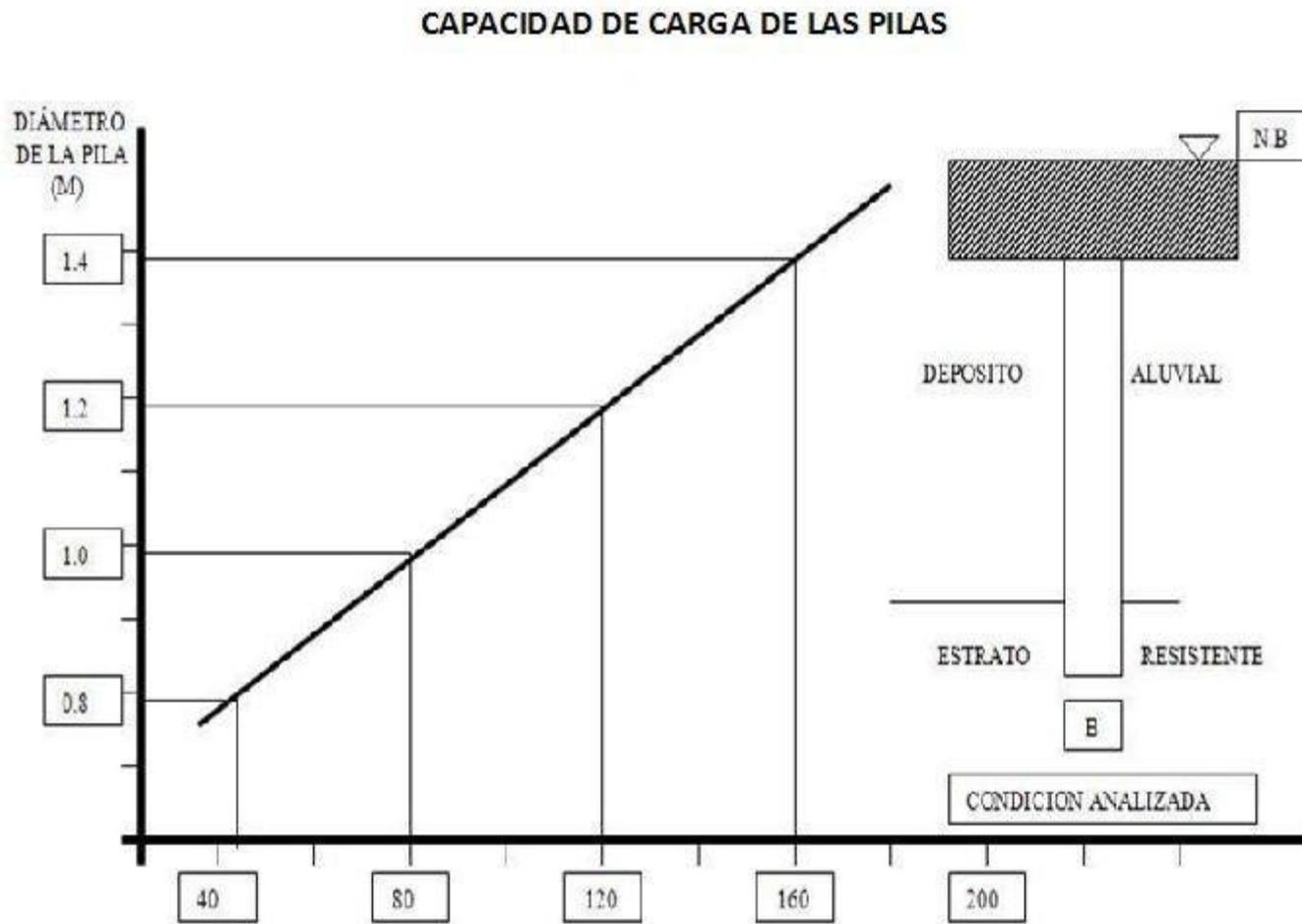


FIGURA 18







OBRA: QUALITAS PERIFERICO

UBICACIÓN: COL. SAN ANGEL INN

FIGURA 19





## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN

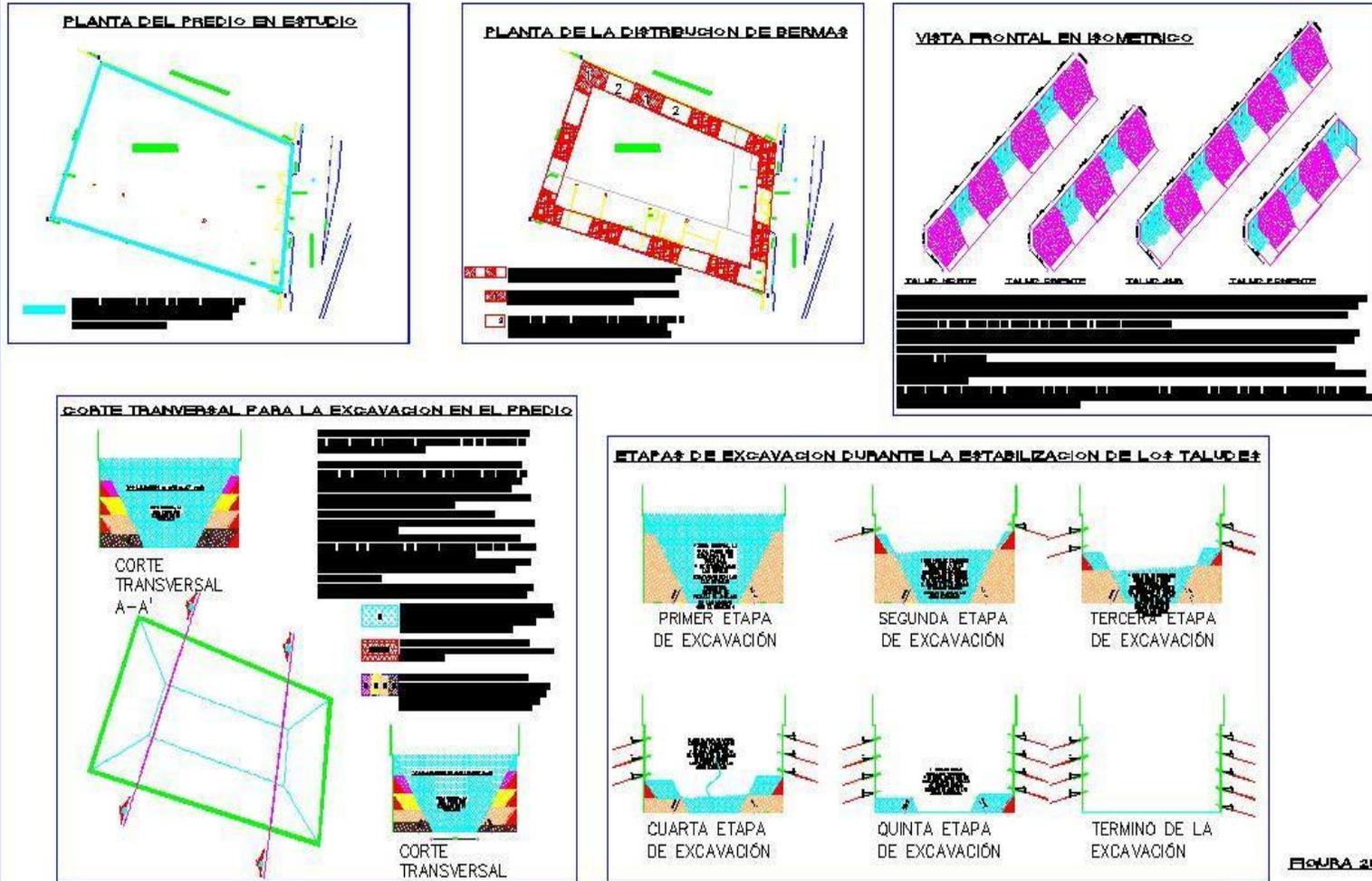


FIGURA 29

# SISTEMA DE ANCLAJE

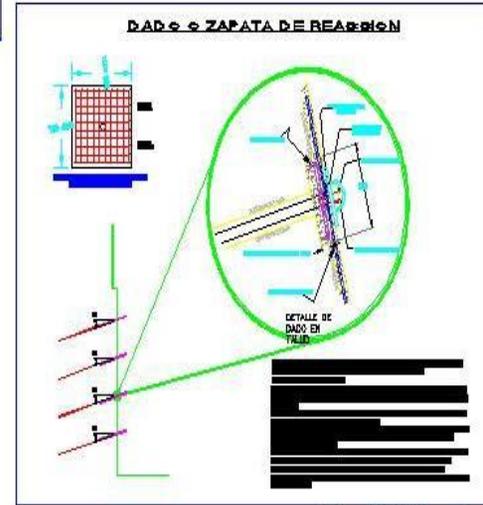
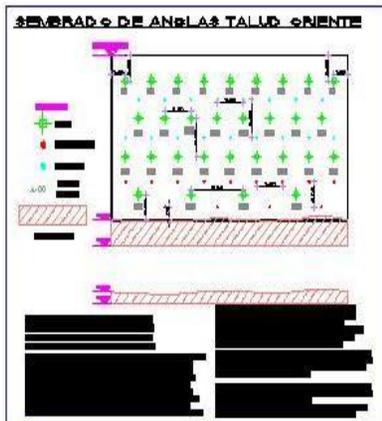
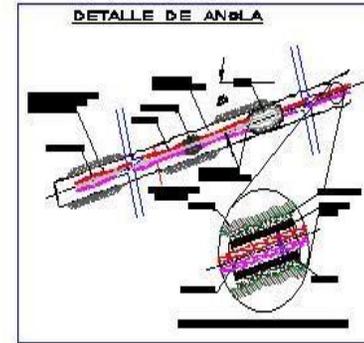
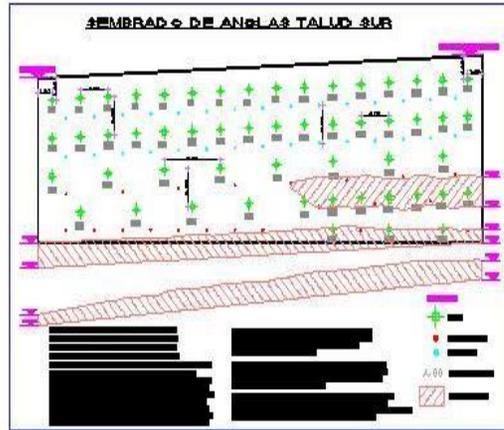
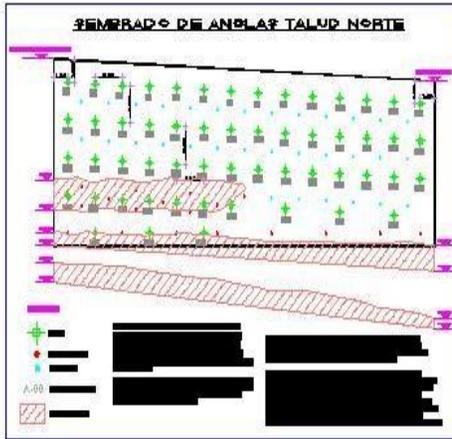


FIGURA 21



# CORTE DE TALUDES, CON EL SISTEMA DE ANCLAJE.

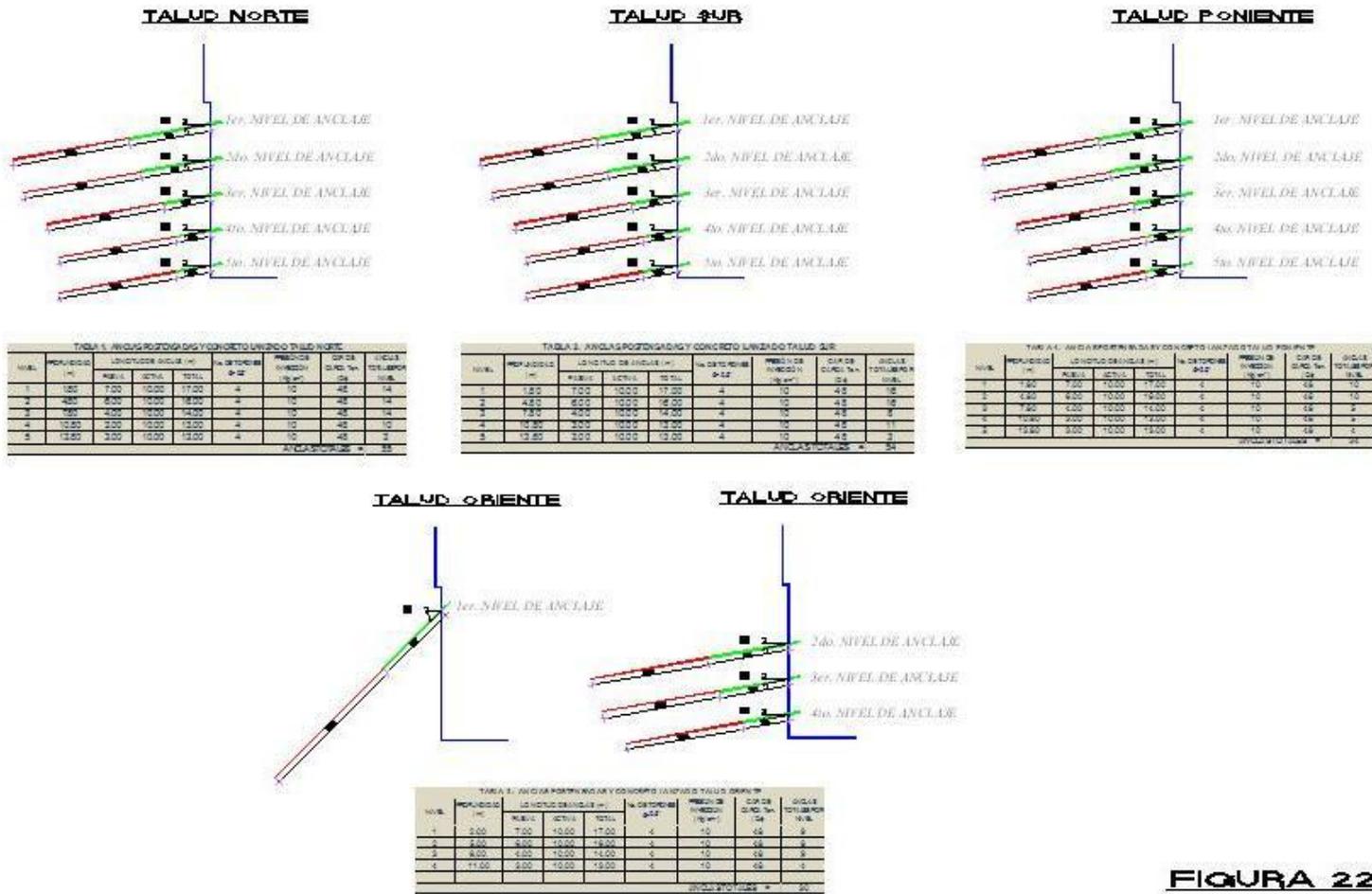
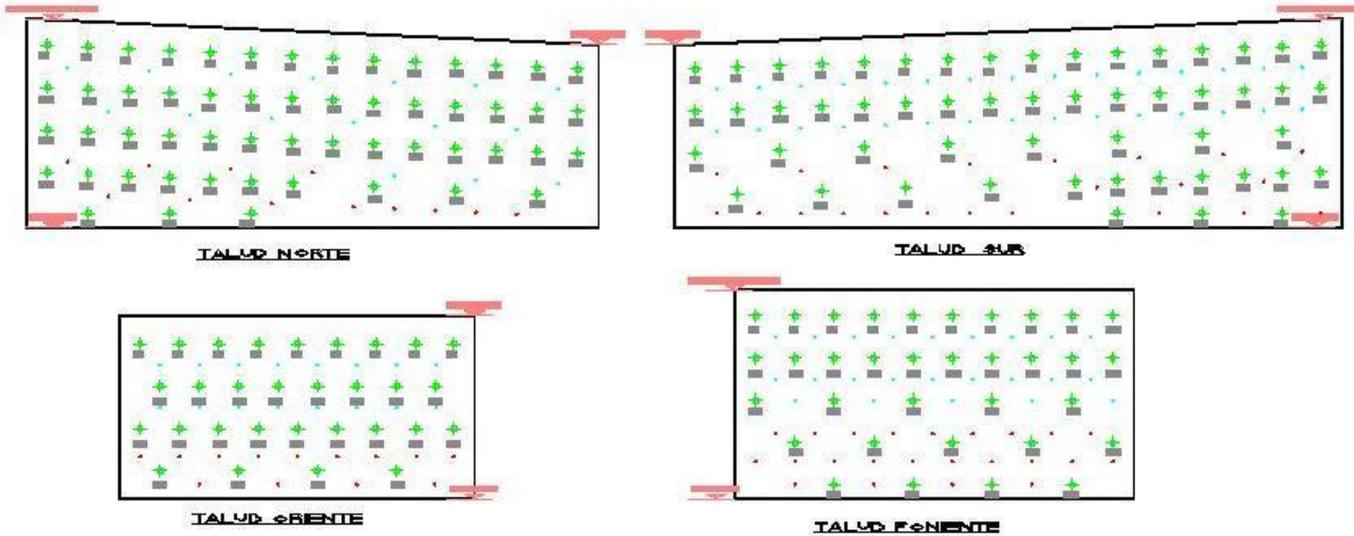


FIGURA 22





## VOLUMEN DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DADOS DE REACCION



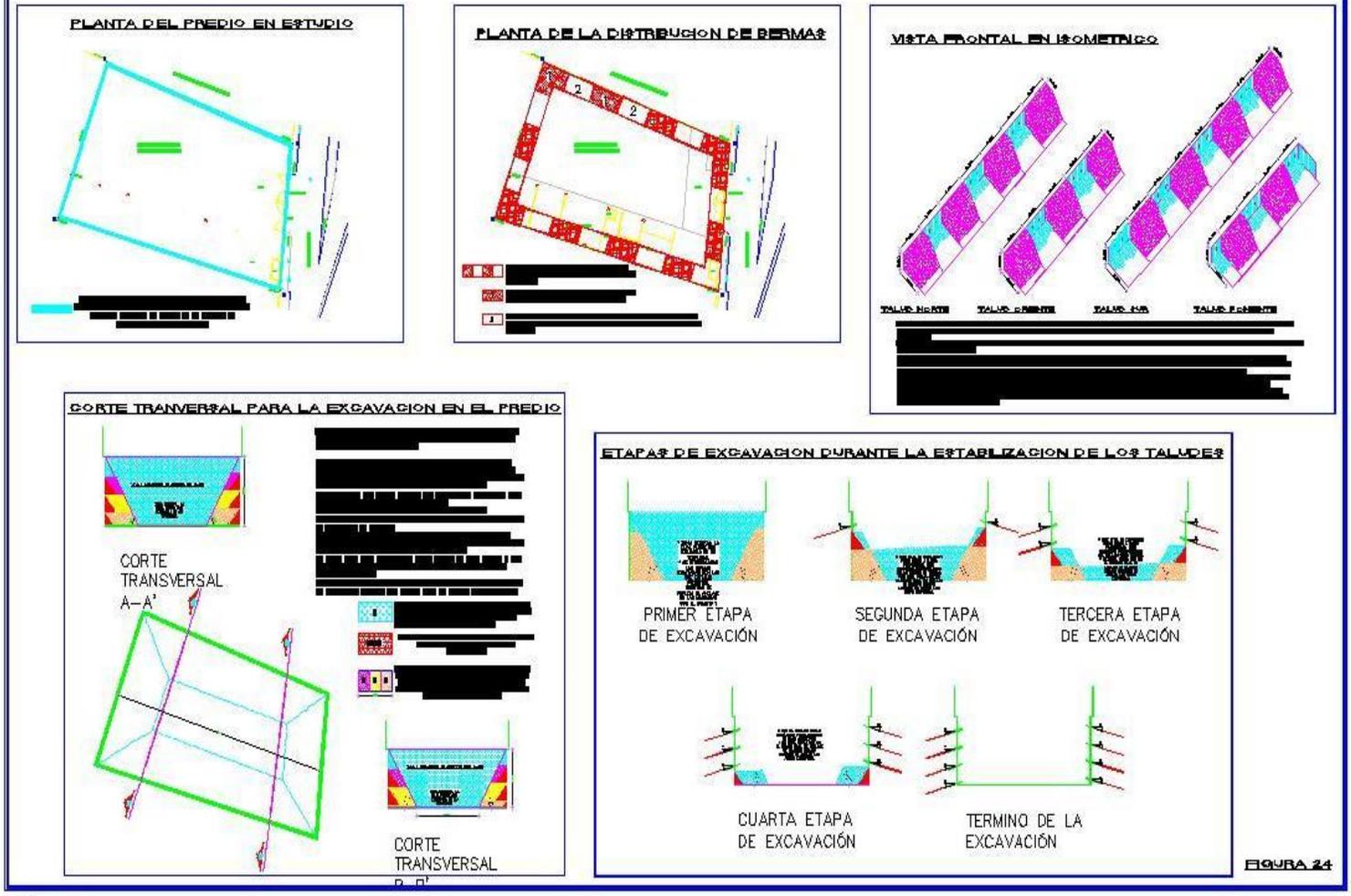
AREAS (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN DE CONCRETO (m <sup>3</sup> ) EN TALUD		DIMENSIÓN DE LA CAJA A LABRAR	VOLUMEN DE CONCRETO (m <sup>3</sup> ) EN DADO		NUM. DE DADOS A LABRAR	VOL. DE CONCRETO DE DADOS (m <sup>3</sup> )
	TEORICO	CON REBOTE		TEORICO	CON REBOTE		
TALUD NORTE	566.17	33.91	1x1x0.10	0.1	0.115	173	19.90
TALUD SUR	659.27	39.56					
TALUD ORIENTE	328.25	19.70					
TALUD PONIENTE	419.87	25.19					
TOTAL=	1407.4	118.35		0.1	0.115	173	19.90

VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DADOS (m <sup>3</sup> )	156.00	EN ESTE VOLUMEN ESTA CONSIDERADO EL 6% DE DESPERDICIO EN LO QUE COMPRENDE AL TALUD Y EL 6% DE DESPERDICIO EN LA ZONA DE LAS DADOS LABRADO SIN EL TALUD.
--	--------	---

FIGURA 23



# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN



# SISTEMA DE ANCLAJE

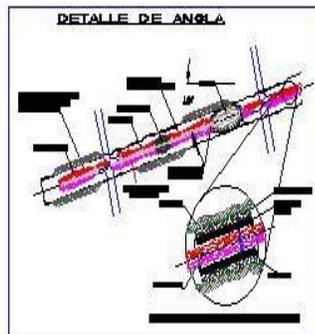
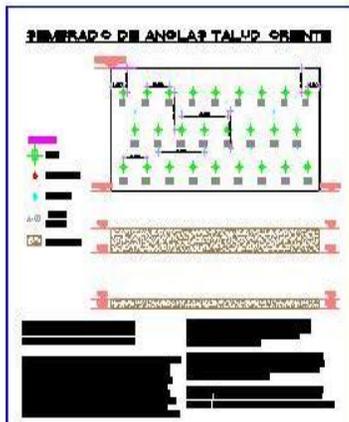
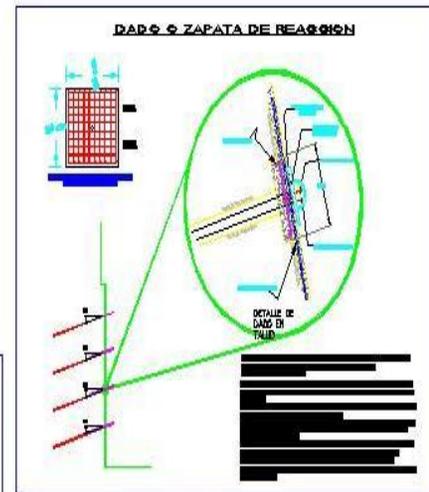
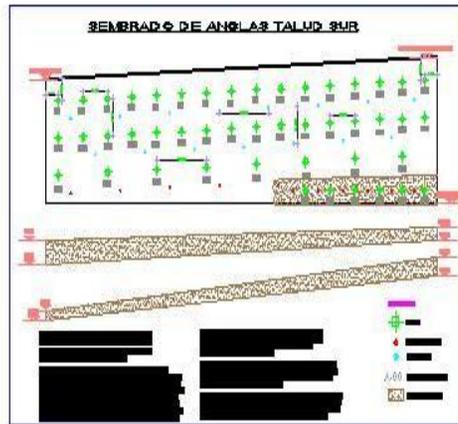
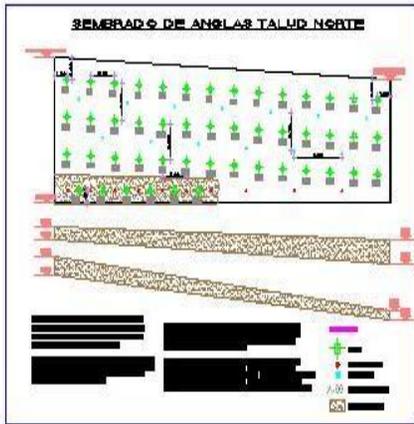


FIGURA 25



# CORTE DE ANCLAJE

**TALUD NORTE**

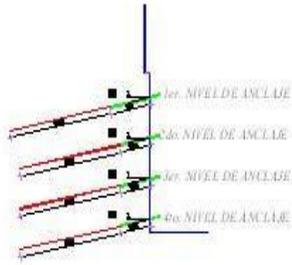


Tabla 1. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD NORTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	DIAM. ANCLAJE (cm)	DIAM. TUBO (cm)	PROFUNDIDAD (m)	DIAM. TUBO (cm)	ANCLAJE TOTAL (m)
1	1.00	4.00	10.00	54.00	4	10	54
2	4.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
3	7.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
4	10.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
ANCLAJE TOTALS = 49							

**TALUD SUR**

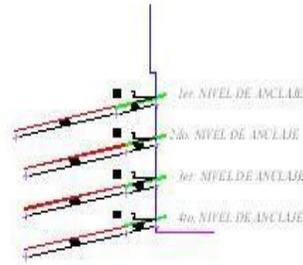


Tabla 2. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD SUR

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	DIAM. ANCLAJE (cm)	DIAM. TUBO (cm)	PROFUNDIDAD (m)	DIAM. TUBO (cm)	ANCLAJE TOTAL (m)
1	1.00	3.00	4.00	54.00	4	10	59
2	4.00	3.00	3.00	53.00	4	10	53
3	7.00	3.00	3.00	53.00	4	10	53
4	10.00	3.00	3.00	53.00	4	10	53
ANCLAJE TOTALS = 49							

**TALUD PONIENTE**

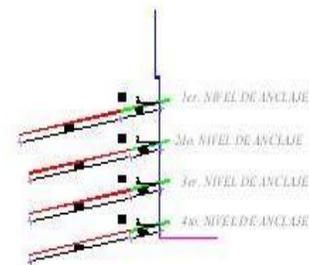


Tabla 4. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD PONIENTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	DIAM. ANCLAJE (cm)	DIAM. TUBO (cm)	PROFUNDIDAD (m)	DIAM. TUBO (cm)	ANCLAJE TOTAL (m)
1	1.00	4.00	10.00	54.00	4	10	54
2	4.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
3	7.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
4	10.00	3.00	10.00	53.00	4	10	49
ANCLAJE TOTALS = 49							

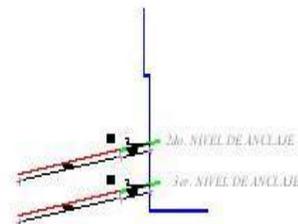
**TALUD ORIENTE**



Tabla 3. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD ORIENTE

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	DIAM. ANCLAJE (cm)	DIAM. TUBO (cm)	PROFUNDIDAD (m)	DIAM. TUBO (cm)	ANCLAJE TOTAL (m)
1	2.00	4.00	10.00	54.00	4	10	56
2	3.00	3.00	10.00	53.00	4	10	50
3	3.00	3.00	10.00	53.00	4	10	50
ANCLAJE TOTALS = 28							

**TALUD ORIENTE**

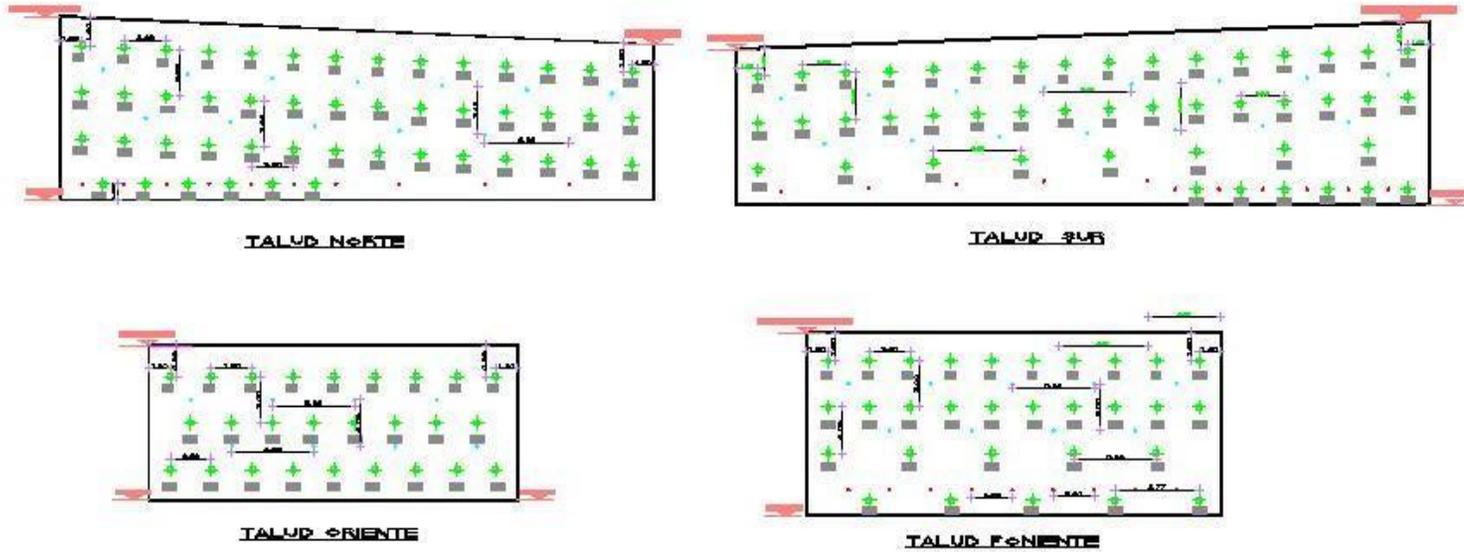


**FIGURA 26**





## VOLUMEN DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DADOS DE REACCION



AREA (m²)	VOLUMEN DE CONCRETO (m³) EN TALUD		DIMENSION DE LA CARA A LABRAR	VOLUMEN DE CONCRETO (m³) EN DADO		NUM. DE DADOS A LABRAR	VOL. DE CONCRETO DE DADO (m³)
	TIBRIDO	CON REBOTE		TIBRIDO	CON REBOTE		
TALUD NORTE	565.07	33.91	39.00	0.1	0.15	45	15.68
TALUD SUR	659.27	39.56	45.49	0.1	0.15	45	15.68
TALUD ORIENTE	328.29	19.70	22.65	0.1	0.15	45	15.68
TALUD PONIENTE	419.87	25.19	28.97	0.1	0.15	45	15.68
TOTAL	1407.4	108.35	136.11	0.1	0.15	45	15.68

VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO LANZADO EN TALUD Y DADOS (m³)	157.63	EN ESTE VOLUMEN ESTA CONSIDERADO EL 15% DE DESPERDICIO EN LO QUE COMPRENDE AL TALUD Y EL 20% DE DESPERDICIO EN LA ZONA DE LAS DADOS LABRADOS EN EL TALUD.
---	--------	---

FIGURA 27





<h3>Slide Analysis Information</h3> <p><b>Document Name</b> File Name: estatico</p> <p><b>Project Settings</b> Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program Failure Direction: Right to Left Units of Measurement: SI Units Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup> Groundwater Method: Water Surfaces Data Output: Standard Calculate Excess Pore Pressure: Off Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off Random Numbers: Pseudo-random Seed Random Number Seed: 10116 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3</p> <p><b>Analysis Methods</b> Analysis Methods used: Bishop simplified Number of slices: 25 Tolerance: 0.005 Maximum number of iterations: 50</p> <p><b>Surface Options</b> Surface Type: Circular Radius increment: 10 Minimum Elevation: Not Defined Composite Surfaces: Disabled Reverse Curvature: Create Tension Crack</p>	<p><b>Loading</b> 1 Distributed Load present: Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m</p> <p><b>Material Properties</b> <b>Material: Material 1</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 16.68 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 147.15 kPa Friction Angle: 15 degrees Water Surface: None <b>Material: Material 2</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 12.75 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 29.43 kPa Friction Angle: 28 degrees Water Surface: None</p> <p><b>Global Minimums</b> Method: bishop simplified FS: 1.063130 Center: 30.120, 22.000 Radius: 15.434 Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 10.143 Right Slip Surface Endpoint: 45.554, 22.000 Left Slope Intercept: 40.000 25.000 Right Slope Intercept: 45.554 25.000 Resisting Moment=17758.7 kN-m Driving Moment=16704.1 kN-m</p> <p><b>Valid / Invalid Surfaces</b> Method: bishop simplified Number of Valid Surfaces: 4152</p>
---	--

FIGURA. 28 ANALISIS ESTATICO SIN ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.

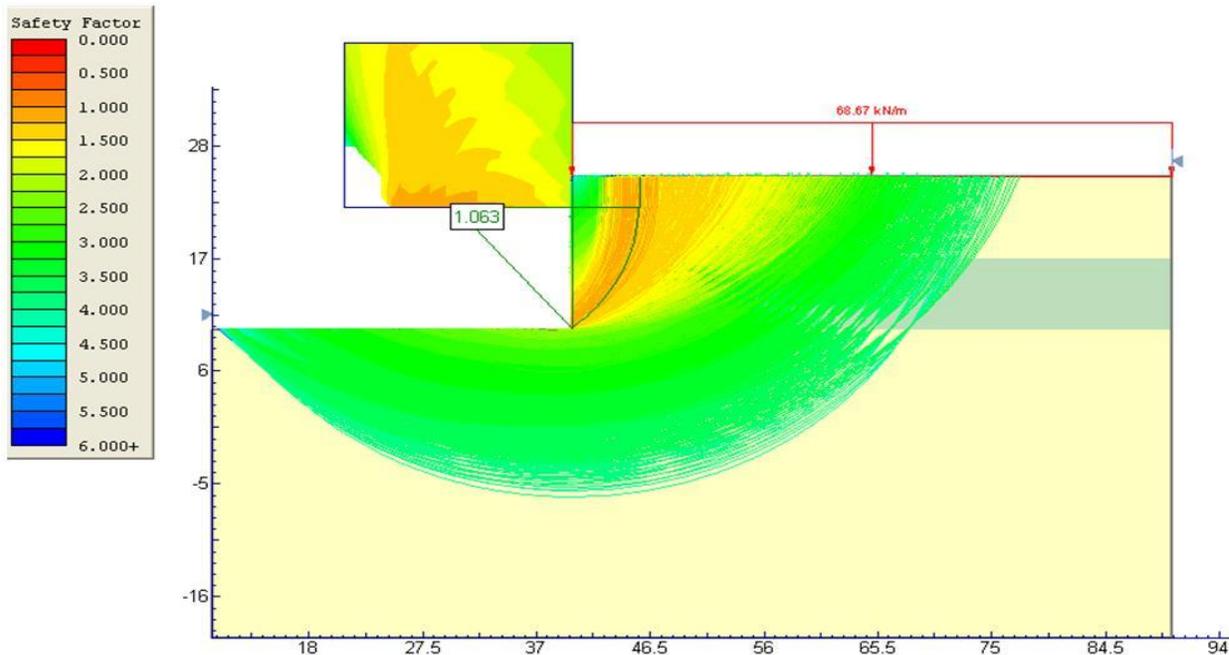


FIGURA. 28 ANALISIS ESTATICO SIN ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.



<b>Slide Analysis Information</b>	
<b>Document Name</b>	
File Name: dinamico	
<b>Project Settings</b>	
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
Failure Direction: Right to Left	
Units of Measurement: SI Units	
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m <sup>3</sup>	
Groundwater Method: Water Surfaces	
Data Output: Standard	
Calculate Excess Pore Pressure: Off	
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off	
Random Numbers: Pseudo-random Seed	
Random Number Seed: 10116	
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3	
<b>Analysis Methods</b>	
Analysis Methods used: Bishop simplified	
Number of slices: 25	
Tolerance: 0.005	
Maximum number of iterations: 50	
<b>Surface Options</b>	
Surface Type: Circular	
Radius increment: 10	
Minimum Elevation: Not Defined	
Composite Surfaces: Disabled	
Reverse Curvature: Create Tension Crack	
Reverse Curvature: Create Tension Crack	
<b>Loading</b>	
Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16	
1 Distributed Load present:	
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m	
<b>Material Properties</b>	
<b>Material: Material 1</b>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 16.68 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 147.15 kPa	
Friction Angle: 15 degrees	
Water Surface: None	
<b>Material: Material 2</b>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 12.75 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 29.43 kPa	
Friction Angle: 28 degrees	
Water Surface: None	
<b>Global Minimums</b>	
Method: bishop simplified	
FS: 1.017840	
Center: 30.120, 22.000	
Radius: 15.434	
Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 10.143	
Right Slip Surface Endpoint: 45.554, 22.000	
Left Slope Intercept: 40.000 25.000	
Right Slope Intercept: 45.554 25.000	
Resisting Moment=17409.9 kN-m	
Driving Moment=17104.7 kN-m	
<b>Valid / Invalid Surfaces</b>	
Method: bishop simplified	
Number of Valid Surfaces: 4461	

FIGURA. 28a ANALISIS DINAMICO SIN ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.

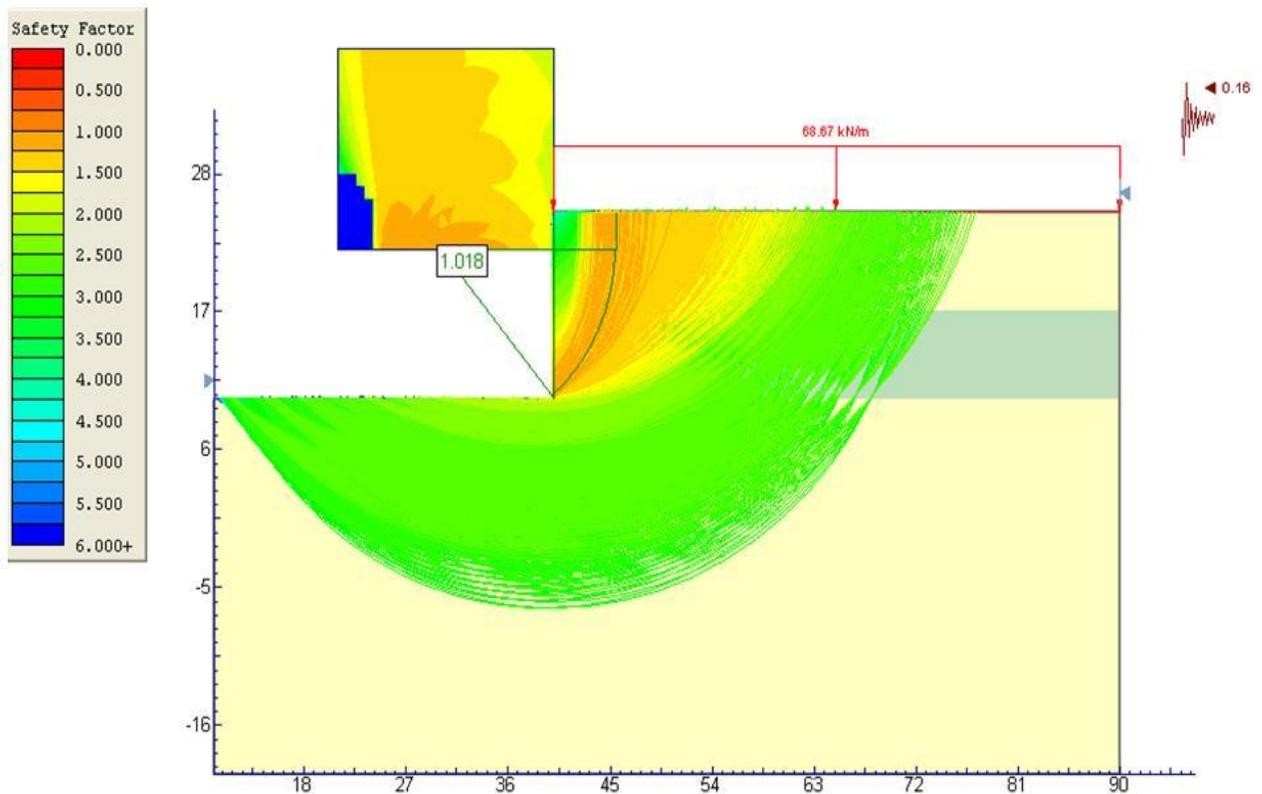


FIGURA. 28a ANALISIS DINAMICO SIN ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.



<b>Slide Analysis Information</b>	
<b>Document Name</b>	
File Name: estatico con anclas	
<b>Project Settings</b>	
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
Failure Direction: Right to Left	
Units of Measurement: SI Units	
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m <sup>3</sup>	
Groundwater Method: Water Surfaces	
Data Output: Standard	
Calculate Excess Pore Pressure: Off	
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off	
Random Numbers: Pseudo-random Seed	
Random Number Seed: 10116	
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3	
<b>Analysis Methods</b>	
Analysis Methods used: Bishop simplified	
Number of slices: 25	
Tolerance: 0.005	
Maximum number of iterations: 50	
<b>Surface Options</b>	
Surface Type: Circular	
Radius increment: 10	
Minimum Elevation: Not Defined	
Composite Surfaces: Disabled	
Reverse Curvature: Create Tension Crack	
<b>Loading</b>	
1 Distributed Load present: Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m	
<b>Material Properties</b>	
<b>Material: Material 1</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 16.68 kN/m <sup>3</sup> Cohesion: 147.15 kPa Friction Angle: 15 degrees Water Surface: None	
<b>Material: Material 2</b> Strength Type: Mohr-Coulomb Unit Weight: 12.75 kN/m <sup>3</sup> Cohesion: 29.43 kPa Friction Angle: 28 degrees Water Surface: None	
<b>Support Properties</b>	
<b>Support: Support 1</b> Support Type: End Anchored Force Application: Active Out-of-Plane Spacing: 3 m Anchor Capacity: 470.88 kN	
<b>Global Minimums</b>	
Method: bishop_simplified FS: 1.535870 Center: 31.640, 22.000 Radius: 13.603 Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 11.269 Right Slip Surface Endpoint: 45.243, 22.000 Left Slope Intercept: 40.000 25.000 Right Slope Intercept: 45.243 25.000 Resisting Moment=17776.9 kN-m Driving Moment=11574.4 kN-m	

FIGURA. 28b ANALISIS ESTATICO CON ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.

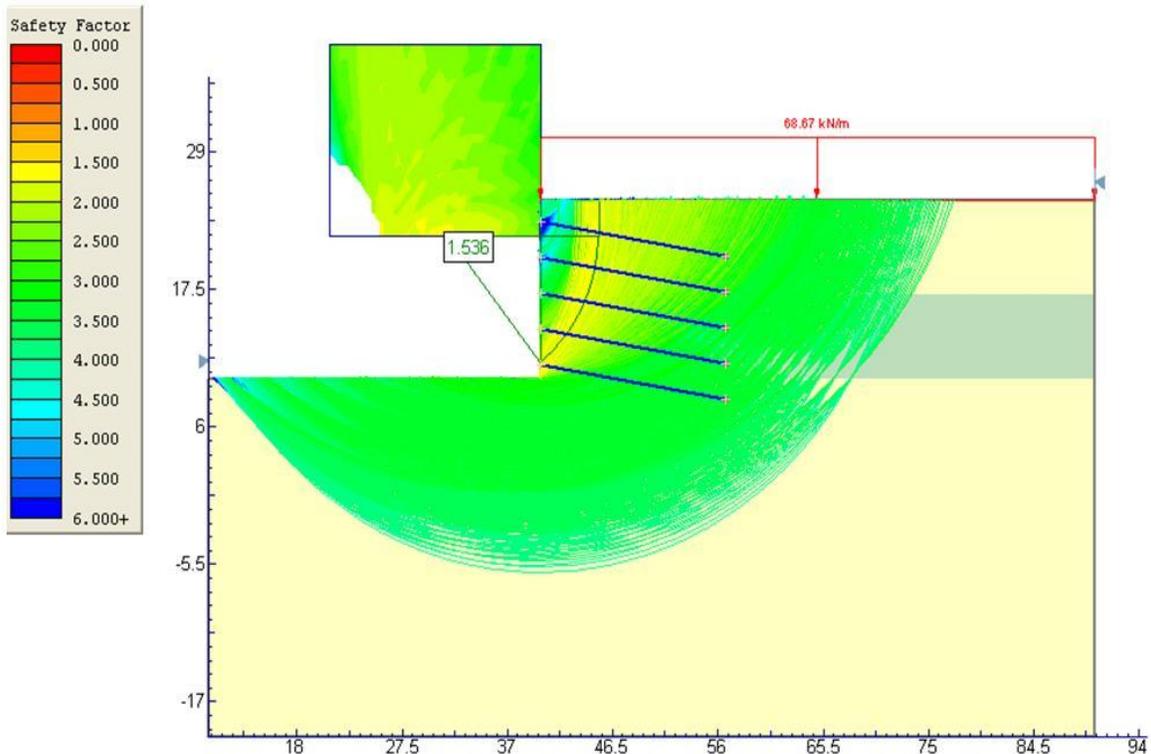


FIGURA. 28b ANALISIS ESTATICO CON ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.



<b>Slide Analysis Information</b>	
<b>Document Name</b>	
File Name: dinamico con anclas	
<b>Project Settings</b>	
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
Failure Direction: Right to Left	
Units of Measurement: SI Units	
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m <sup>3</sup>	
Groundwater Method: Water Surfaces	
Data Output: Standard	
Calculate Excess Pore Pressure: Off	
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off	
Random Numbers: Pseudo-random Seed	
Random Number Seed: 10116	
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3	
<b>Analysis Methods</b>	
Analysis Methods used:	
Bishop simplified	
Number of slices: 25	
Tolerance: 0.005	
Maximum number of iterations: 50	
<b>Surface Options</b>	
Surface Type: Circular	
Radius increment: 10	
Minimum Elevation: Not Defined	
Composite Surfaces: Disabled	
Reverse Curvature: Create Tension Crack	
<b>Loading</b>	
Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16	
1 Distributed Load present:	
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary,	
Magnitude: 68.67 kN/m	
<b>Material Properties</b>	
<u>Material: Material 1</u>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 16.68 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 147.15 kPa	
Friction Angle: 15 degrees	
Water Surface: None	
<u>Material: Material 2</u>	
Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 12.75 kN/m <sup>3</sup>	
Cohesion: 29.43 kPa	
Friction Angle: 28 degrees	
Water Surface: None	
<b>Support Properties</b>	
<u>Support: Support 1</u>	
Support 1	
Support Type: End Anchored	
Force Application: Active	
Out-of-Plane Spacing: 3 m	
Anchor Capacity: 470.88 kN	
<b>Global Minimums</b>	
<u>Method: bishop simplified</u>	
FS: 1.472810	
Center: 31.640, 22.000	
Radius: 13.603	
Left Slip Surface Endpoint: 40.000, 11.269	
Right Slip Surface Endpoint: 45.243, 22.000	
Left Slope Intercept: 40.000 25.000	
Right Slope Intercept: 45.243 25.000	
Resisting Moment=17498.4 kN-m	
Driving Moment=11881 kN-m	
<b>Valid / Invalid Surfaces</b>	
<u>Method: bishop simplified</u>	
Number of Valid Surfaces: 4312	

FIGURA. 28c ANALISIS DINAMICO CON ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M<sup>2</sup>.

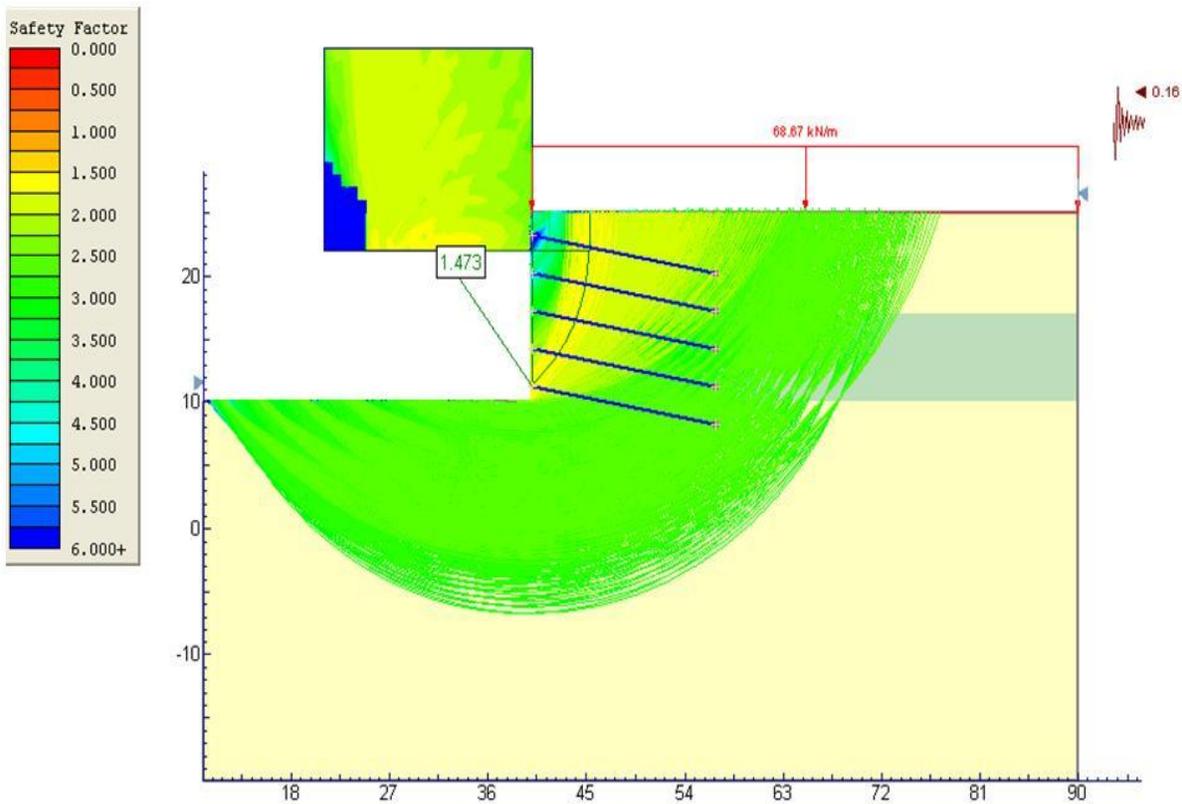


FIGURA. 28c ANALISIS DINAMICO CON ANCLAS

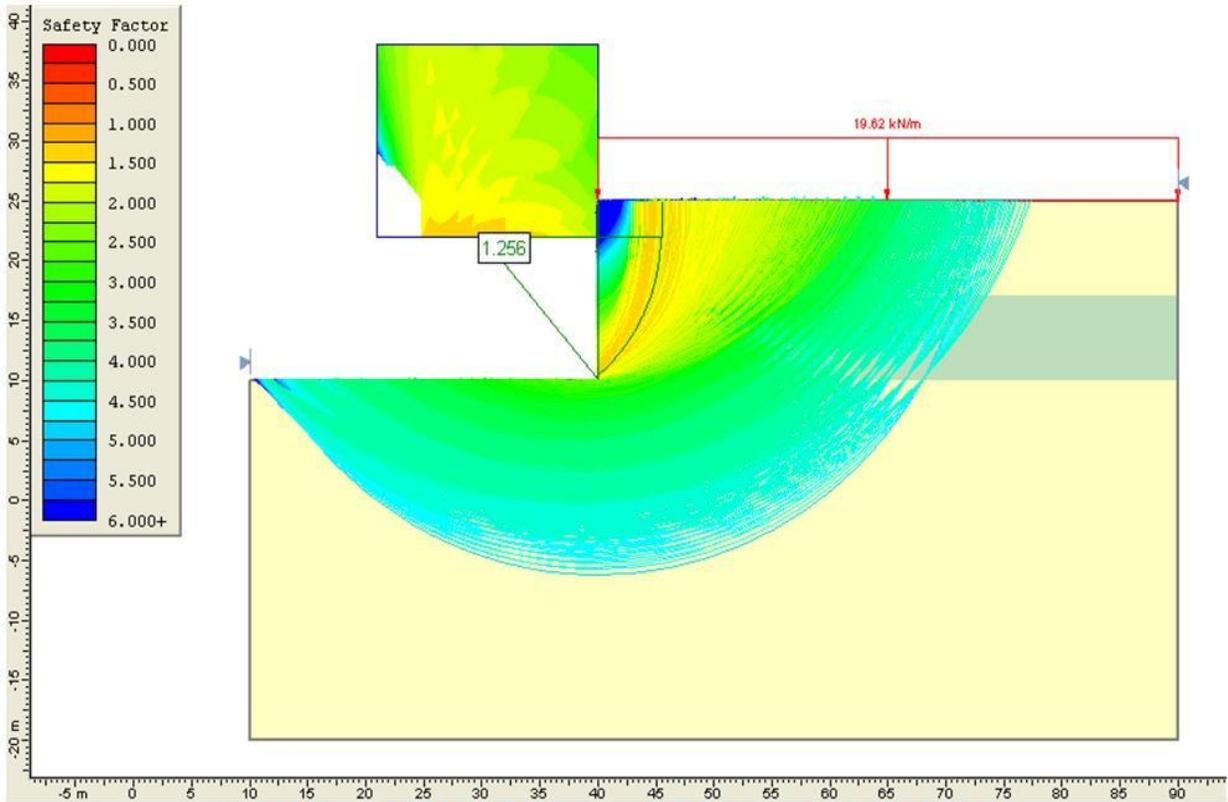


FIGURA. 28d ANÁLISIS ESTÁTICO SIN ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M<sup>2</sup>.

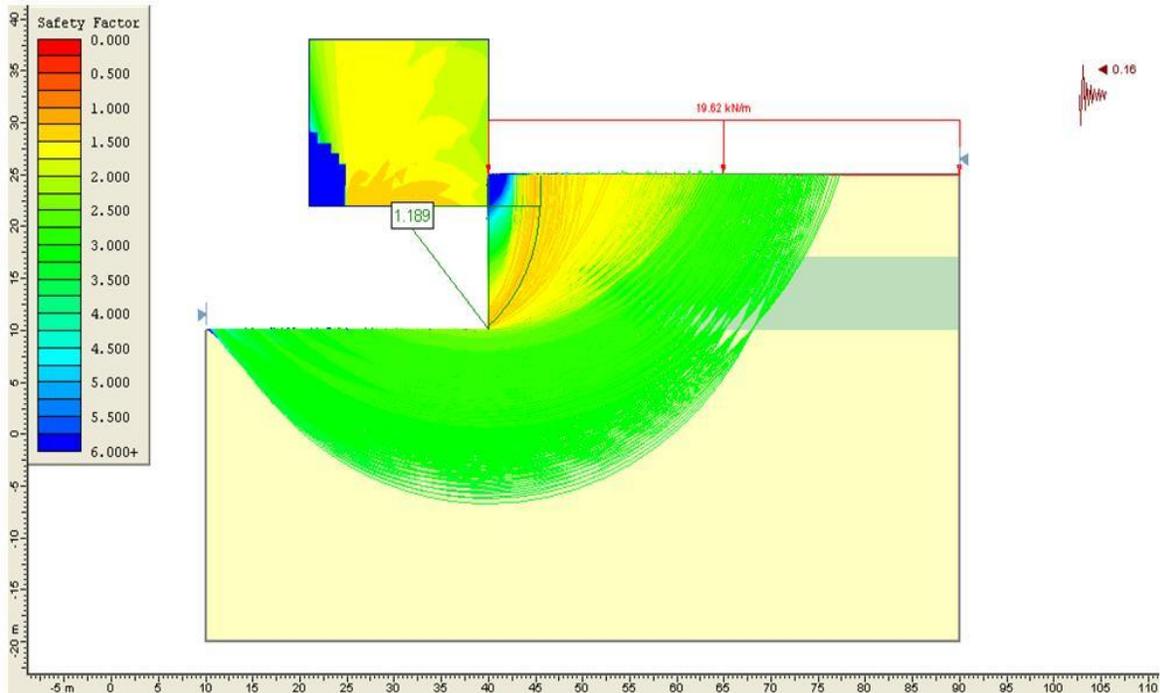


FIGURA. 28e ANÁLISIS DINÁMICO SIN ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M<sup>2</sup>.

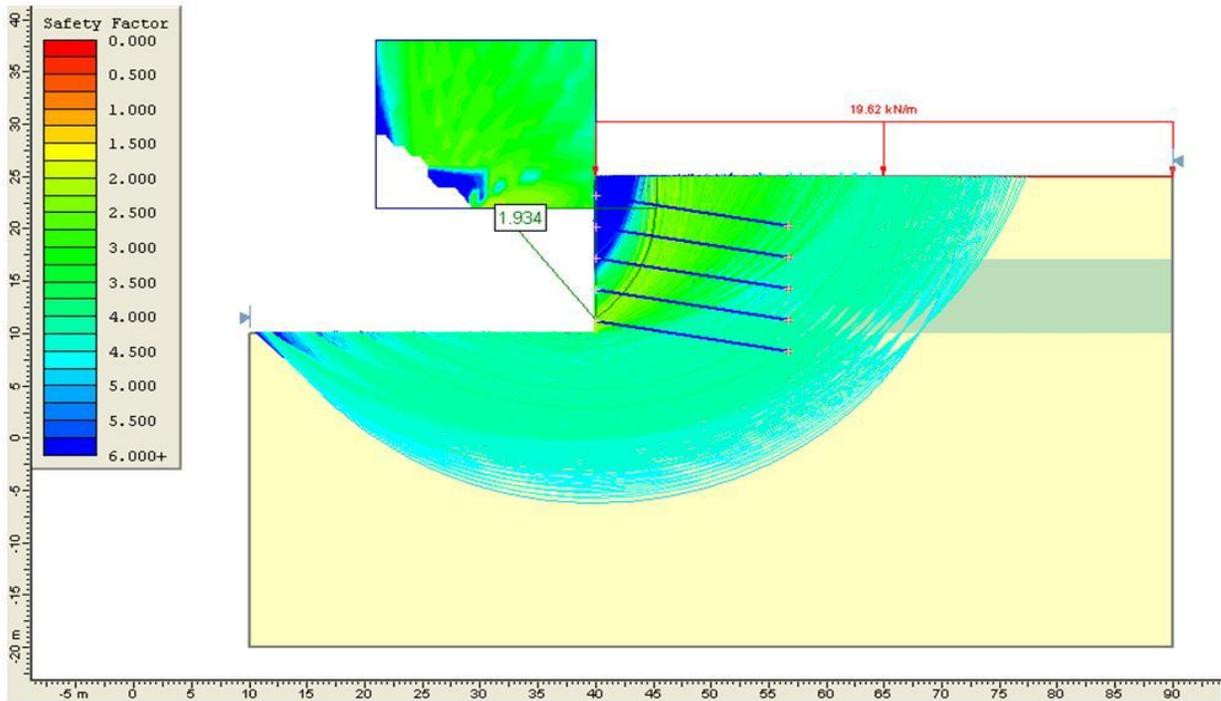


FIGURA. 28f ANÁLISIS ESTÁTICO CON ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M<sup>2</sup>.

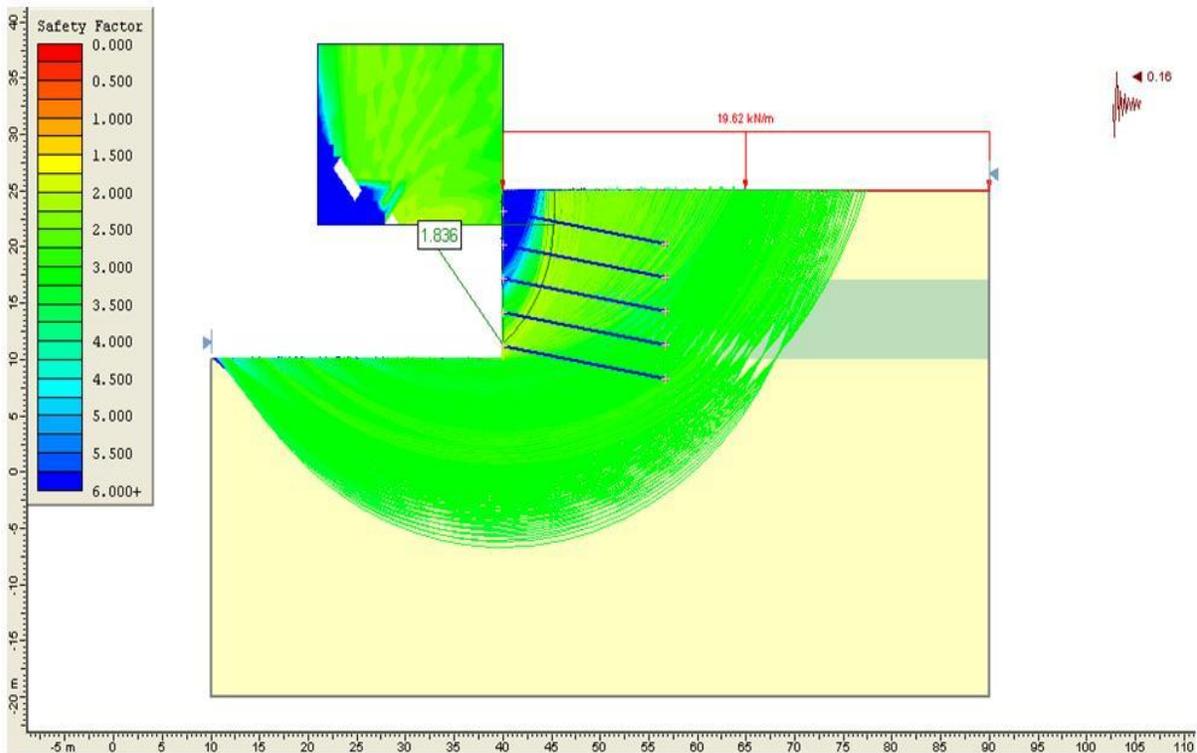


FIGURA. 28g ANÁLISIS DINÁMICO CON ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M<sup>2</sup>.

ANEXO

II

REPORTE

FOTOGRAFICO



Acceso principal del predio en estudio, ubicado en el Periférico Sur No. 2595.



Área del predio utilizada en su mayoría como estacionamiento.



Av. Anillo Periférico, por donde se encuentra el acceso al predio.



Imagen en la cual se aprecia la construcción existente de 7 niveles, al norte del predio y que funciona en su totalidad como estacionamiento (Televisa).



Fotografía desde la parte posterior del predio hacia la entrada del mismo.



Imagen capturada desde el interior del predio, hacia la edificación existente al sur, la cual es una construcción de 3 niveles y un sótano.



Fotografía lateral vista desde el puente peatonal que se encuentra al sur del predio, sobre Periférico.



Vista frontal del predio, donde se aprecia el Distribuidor Vial San Antonio.



Avance en la excavación del pozo a cielo abierto número 1.



Material existente en el lugar donde se realizó el primer pozo, observándose el carbonato de calcio en capas delgadas.



Imagen en la cual se aprecia la cimentación del muro que delimita el predio, la cual consta de una zapata corrida.



Pozo a cielo abierto No. 1, el cual al terminar de realizar la exploración y el muestreo se relleno con el material producto de su excavación.



Imagen en la cual se observa el material encontrado en la esquina sur-poniente del predio, donde se realizó el pozo número 2.



Losa de concreto de aproximadamente 10cm de espesor, subyaciendo una capa de relleno constituida con arcilla y pedacería de ladrillo rojo.



Imagen en la cual se aprecia la cimentación del muro que delimita el predio, la cual consta de una zapata corrida.



Pozo a cielo abierto No. 1, el cual al terminar de realizar la exploración y el muestreo se relleno con el material producto de su excavación.



Pozo a cielo abierto número 3, ubicado al sur-oriente del predio.



Excavación del pozo terminada, en donde se realiza el muestreo de cada estrato de suelo que hay en el lugar de la excavación.



Imagen en la cual se aprecian los diferentes espesores que tiene cada estrato de suelo en este pozo.



Carbonato de calcio obtenido de la excavación, la capa tiene un espesor aproximado de 15cm.



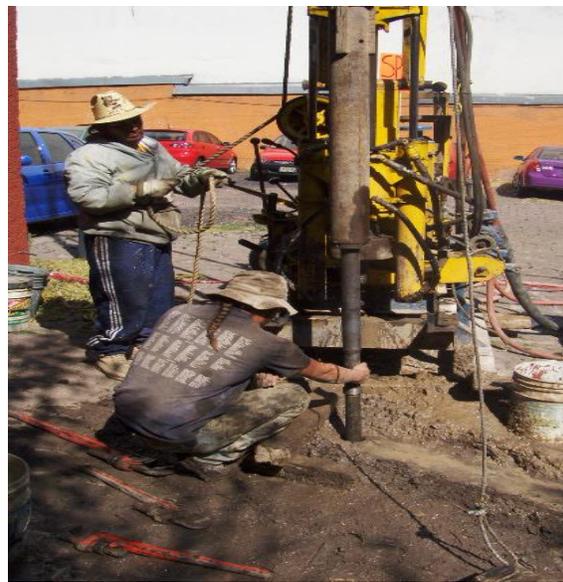
Llegada del equipo de perforación, para realizar los Sondeos de Penetración Estándar.



Posicionamiento y nivelación del equipo, para dar inicio con la exploración profunda.



Inicio del sondeo, realizando el primer avance en el suelo con la broca tricónica.



Hincado del tubo partido con ayuda del martinete, para la obtención de la muestra alterada de suelo.



Fotografías de los diferentes tipos de suelo obtenidos con el tubo partido, la imagen de la izquierda es una de las primeras muestras obtenidas y la imagen de la derecha es una de las obtenidas aproximadamente a la mitad del sondeo número 1 realizado.



Traslado del equipo de exploración, hacia el segundo punto donde se realizara la exploración profunda número dos.



Inicio del barreno para el SPT-2, en donde se aprecia la salida del lodo bentonítico utilizado para la estabilización de las paredes de la perforación y el lavado de la misma.



Hincado del tubo partido, con ayuda del martinete, para poder determinar el Índice de Resistencia a la Penetración, por medio del número de golpes que se realice para la incrustación del tubo partido.



Recuperación del tubo partido con la muestra de suelo en su interior.



Traslado del equipo de exploración, hacia el segundo punto donde se realizara la exploración profunda número dos.



Imagen de las barras acopladas, conforme se avanza en la profundidad del sondeo.

ANEXO

III

PRUEBAS

DE

LABORATORIO



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO  
 SONDEO: SPT - 1

Muestra	Profundidad	Tara	tara	W <sub>h+t</sub>	W <sub>s+t</sub>	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cmf <sup>2</sup>	
15	8,50 8,65	414	3,60	101,60	84,00	21,89		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
16	9,10 9,40	330	3,60	101,30	75,90	35,13		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
17	9,70 9,95	379	3,50	94,20	69,90	36,60		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
18	10,30 10,65	393	3,50	102,00	77,50	33,11		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
19	10,90 11,30	389	3,60	108,60	82,80	32,58		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
20	11,50 11,90	555	3,50	92,50	69,90	34,04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
21	12,10 12,40	426	3,50	94,10	71,70	32,84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
22	12,70 13,00	510	3,50	109,10	82,40	33,84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
23	13,30 13,90	312	3,40	80,00	50,90	61,26		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
24	13,90 14,35	527	3,50	93,10	57,20	66,85		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
25	14,50 14,80	344	3,40	95,70	71,70	35,14		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
26	15,10 15,40	372	3,60	106,10	77,80	38,14		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
27	15,70 16,30	493	3,50	98,60	70,80	41,31		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
28	16,90 17,50	412	3,50	96,50	74,40	31,17		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
29	17,50 18,10	533	3,50	106,40	83,30	28,95		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO: SPT - 1

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh-t gr.	Ws-t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
1	0,10	467	3,50	58,70	47,80	24,60		ARCILLA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
2	0,70 0,70 1,30	371	3,60	95,10	73,90	30,16		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
3	1,30 1,70	438	3,50	81,00	62,10	32,25		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
4	2,20 2,50	330	3,50	93,90	76,60	23,67		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO (MAT. CEMENTADO)
5	2,50 2,65	439	3,50	90,30	71,10	28,40		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO
6	3,10 3,70	511	3,50	81,40	52,40	59,30		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
7	3,70 4,30	241	3,40	78,80	50,90	58,74		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
8	4,30 4,43	318	3,50	107,50	86,10	25,91		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
9	4,90	424	3,50	112,00	90,10	25,29		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
10	5,25 5,50 5,75	326	3,50	96,90	80,10	21,93		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
11	6,10 6,25	515	3,50	106,70	85,20	26,32		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
12	6,70 6,85	557	3,50	87,80	70,90	25,07		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
13	7,30 7,45	460	3,50	106,80	79,10	36,64		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA
14	7,90 8,20	421	3,50	111,60	83,10	35,80		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO  
 SONDEO: SPT - 1

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
30	18,10	548	3,50	99,70	78,50	28,27		ARCILLA FINA, MEDIA Y GRUESA LIMOSA CAFE GRISACEO
31	18,70 18,70 19,00	410	3,60	76,60	55,60	40,38		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
32	19,30 19,55	519	3,50	83,50	62,30	36,05		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
33	19,90 20,35	413	3,50	75,20	55,30	38,42		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
34	20,50 21,10	483	3,50	88,50	68,50	30,77		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
35	21,10 21,25	555	3,50	107,10	86,50	24,82		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
36	21,70 22,15	444	3,60	96,60	78,50	24,17		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
37	22,30 22,90	518	3,50	75,90	61,10	25,69		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
38	22,90 23,35	558	3,50	98,40	79,90	24,21		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
39	23,50 23,95	434	3,40	73,20	60,90	21,39		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
40	24,10 24,55	475	3,50	90,00	74,70	21,49		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA
41	24,70 25,00	498	3,50	100,60	83,20	21,83		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON POCA ARENA FINA



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO  
 SONDEO: SPT-2

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cmf	CLASIFICACION
1	0,00	484	3,50	128,00	106,90	20,41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA Y
2	0,60	553	3,50	140,10	109,20	29,23		FRAG. DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
	0,85							ARENA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
3	1,20	527	3,50	108,10	85,40	27,72		ARENA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
	1,35							
4	1,80	458	3,40	110,60	88,00	26,71		ARENA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO
	1,95							
5	2,40	421	3,50	121,70	97,20	26,15		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO
	2,70							
6	3,00	438	3,50	128,90	104,80	23,79		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO
	3,15							
7	3,60	447	3,40	107,80	88,80	22,25		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO
	3,75							
8	4,20	430	3,50	105,30	84,10	26,30		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	4,35							
9	4,80	539	3,50	95,30	72,30	33,43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	4,95							
10	5,40	522	3,50	115,00	93,60	23,75		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	5,53							
11	6,00	533	3,50	142,10	114,00	25,43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	6,30							
12	6,60	554	3,50	130,40	104,00	26,27		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	7,00							
13	7,20	560	3,50	132,40	110,20	20,81		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	7,60							
14	7,80	521	3,50	119,90	100,30	20,25		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
	7,95							



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO  
 SONDEO: SPT-2

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
15	8,40	301	3,50	130,60	104,70	25,59		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
16	8,85	332	3,50	124,50	100,50	24,74		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	9,00							
17	9,45	335	3,50	123,60	85,00	47,36		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	10,20							
18	10,20	515	3,50	106,90	70,10	55,26		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	10,80							
19	10,80	517	3,50	106,70	69,30	56,84		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	11,40							
20	11,40	473	3,50	105,40	62,90	71,55		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
21	12,00	467	3,50	116,20	93,20	25,64		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	12,35							
22	12,60	499	3,50	111,50	87,80	28,11		LIMO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
	12,95							
23	13,20	425	3,50	112,00	83,40	35,79		LIMO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
24	13,80	472	3,50	85,90	56,90	54,31		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	14,20							
25	14,40	541	3,50	98,60	64,00	57,19		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	14,80							
26	15,00	485	3,50	115,90	90,40	29,34		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	15,45							
27	15,60	453	3,50	97,00	75,40	30,04		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	15,95							
28	16,20	313	3,50	116,30	87,10	34,93		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMÍTICA GRIS CLARO
	16,80							



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: QUALITAS PERIFERICO  
 SONDEO: SPT-2

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
29	16,80	464	3,50	103,70	79,50	31,84		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO
30	17,25	559	3,50	107,70	80,10	36,03		ARENA POMITICA GRIS CLARO CON VETA DE LIMO ARCILLOSO CAFÉ
	17,40							EN LA PARTE INF.
31	18,00	561	3,50	87,40	68,80	28,48		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	18,30							
32	18,60	405	3,50	126,20	101,70	24,95		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	18,85							
33	19,20	479	3,50	124,60	102,30	22,57		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	19,65							
34	19,80	466	3,50	119,50	103,00	16,58		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	20,25							
35	20,40	504	3,50	146,50	126,90	15,88		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	20,85							
36	21,00	545	3,50	115,10	96,00	20,65		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	21,45							
37	21,60	460	3,50	128,60	105,80	22,29		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	22,20							
38	22,20	480	3,50	119,20	98,30	22,05		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	22,80							
39	22,80	507	3,50	107,50	89,10	21,50		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	23,25							
40	23,40	481	3,50	110,40	91,90	20,93		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	23,55							
41	24,00	481	3,50	120,40	98,00	23,70		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA
	24,15							
42	24,60	354	3,50	126,70	106,10	20,08		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO
	24,80							















# ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO: SPT- 1

PROFUND.: 3.10 - 3.70 m.

MUESTRA: 6

DATOS:

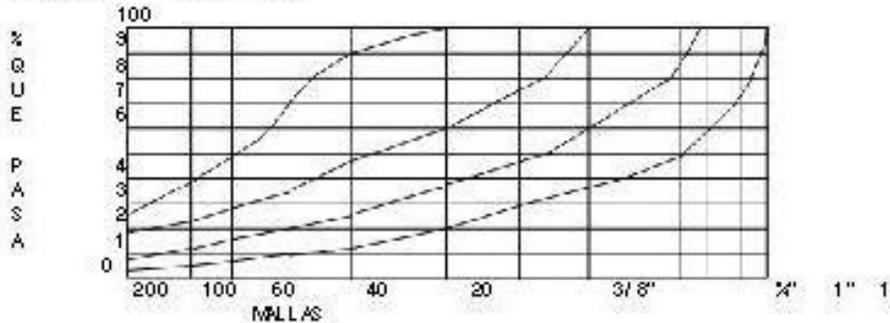
WTARA: 3,50 Gr

W<sub>s</sub>+T 52,40 Gr

W<sub>s</sub>: 48,90 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	PRET. %	A PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"	1,90	3,89	96,11
3/8"	3,40	6,95	89,16
1/4"	4,30	8,79	80,37
N°4"	2,70	5,52	74,85
10,00	5,20	10,63	64,21
20,00	7,70	15,75	48,47
40,00	6,50	13,29	35,17
60,00	1,90	3,89	31,29
100,00	2,10	4,29	26,99
200,00	1,60	3,27	23,72
PASA 200	11,60	23,72	0,00
SUMA	48,90	0,00	0,00

GRAVA 25,15 %  
 ARENA 51,12 %  
 FINOS 23,72 %  
 SUMA= 100,00 %





# ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO: SPT-2

PROFUND.: 11.40-12.00 m.

MUESTRA: 20

DATOS:

WTARA: 3,50 Gr

Ws+T 62,90 Gr

Ws: 59,40 Gr

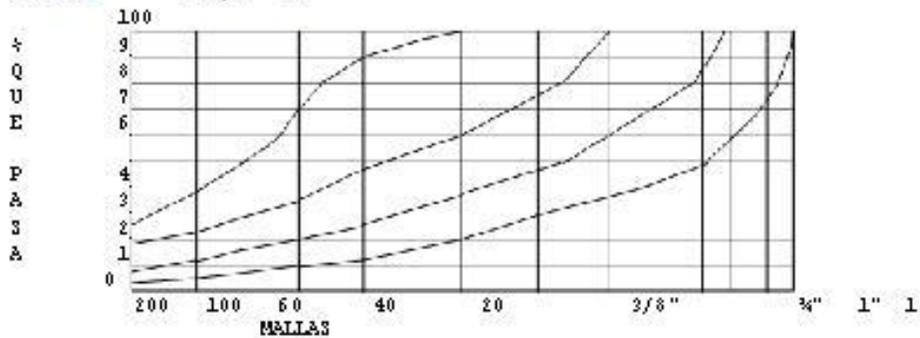
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"	3,20	5,39	94,61
3/8"	2,30	3,87	90,74
1/4"	5,90	9,93	80,81
N°4"	4,70	7,91	72,90
10,00	9,20	15,49	57,41
20,00	13,60	22,90	34,51
40,00	8,70	14,65	19,87
60,00	1,90	3,20	16,67
100,00	1,80	3,03	13,64
200,00	1,20	2,02	11,62
PASA 200	6,90	11,62	0,00
SUMA	59,40	0,00	0,00

GRAVA 27,10 %

ARENA 61,28 %

FINOS 11,62 %

SUMA= 100,00 %





## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO: QUALITAS PERIFÉRICO

SONDEO: SPT-2

PROFUND.: 16.20-16.80 m.

MUESTRA: 28

DATOS:

WTARA: 3,50 Gr

Ws+T 87,10 Gr

Ws: 83,60 Gr

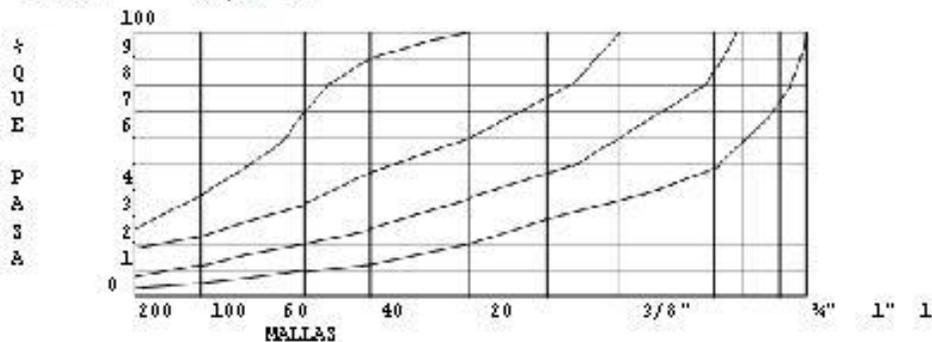
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"	2,00	2,39	97,61
3/8"	0,60	0,72	96,89
1/4"	2,20	2,63	94,26
N°4"	1,50	1,79	92,46
10,00	6,60	7,89	84,57
20,00	19,40	23,21	61,36
40,00	20,40	24,40	36,96
60,00	7,60	9,09	27,87
100,00	8,50	10,17	17,70
200,00	4,50	5,38	12,32
PASA 200	10,30	12,32	0,00
SUMA	83,60	0,00	0,00

GRAVA 7,54 %

ARENA 80,14 %

FINOS 12,32 %

SUMA= 100,00 %





### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT - 1 MUESTRA: 2 PROF.: 0.70 - 1.30 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAJÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h+T</sub>	W <sub>ret</sub>	W <sub>t</sub>	W <sub>%</sub>
30	114	17,50	13,13	2,30	40,35
22	28	16,90	12,64	2,20	40,80
15	54	18,00	13,39	2,20	41,20
8	128	18,40	13,60	2,20	42,11

LIMITE PLASTICO

33	6,50	5,70	2,30	23,53
135	6,60	5,80	2,20	22,22

CONTRACCION LINEAL

barra n°	l <sub>o</sub> inicial	l <sub>o</sub> final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
40,67	22,88	17,79	CL



### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT - 1 MUESTRA: 14 PROF.: 7.90 - 8.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>WT</sub>	W <sub>WT</sub>	W <sub>t</sub>	W <sub>L</sub>
32	11	19,00	14,42	2,20	37,48
24	45	18,40	13,94	2,20	37,99
16	73	18,20	13,77	2,30	38,62
8	145	18,60	13,90	2,10	39,83

LIMITE PLASTICO

184	6,70	5,90	2,30	22,22
47	6,90	6,10	2,20	20,51

CONTRACCION LINEAL

tara n°	l <sub>o</sub> inicial	l <sub>o</sub> final	C.L.(%)
LL	L.P.	I.P.	S.U.C.S
37,88	21,37	16,51	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT - 1 MUESTRA: 21 PROF: 12.10 - 12.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h</sub> T	W <sub>h</sub> W	W <sub>h</sub>	W%
31	49	16,10	12,04	2,30	41,68
24	133	15,00	11,18	2,10	42,07
17	127	15,40	11,46	2,20	42,55
10	138	16,00	11,80	2,10	43,30

LIMITE PLASTICO

134	6,40	5,60	2,30	24,24
15	6,30	5,50	2,20	24,24

CONTRACCION LINEAL

tara n°	l <sub>o</sub> inic.	l <sub>o</sub> final	C.L.(%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
42,00	24,24	17,76	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: **QUALITAS PERIFERICO**

SONDEO N°: **SPT - 1** MUESTRA: **36** PROF.: **21.70-22.15 m.**

DESCRIPCION DEL MATERIAL: **ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ**

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° bars	W <sub>h</sub> T	W <sub>h</sub> 46	W <sub>h</sub>	W <sub>h</sub> %
32	48	15,60	12,35	2,20	32,02
24	122	14,90	11,76	2,20	32,85
16	192	16,30	12,70	2,10	33,96
10	142	16,00	12,43	2,30	35,24

LIMITE PLASTICO

	?	6,10	5,60	2,70	17,24
	71	6,40	5,90	2,70	15,63

CONTRACCION LINEAL

bars n°	loc.inic.	loc.final	C.L.(%)	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	32,70	16,43	16,27	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDECIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT-2 MUESTRA: 5 PROF.: 2.40-2.70 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>WT</sub>	W <sub>WT</sub>	W <sub>t</sub>	W <sub>%</sub>
30	83	15,80	12,50	2,20	32,04
23	11	16,20	12,75	2,20	32,70
16	74	16,00	12,54	2,30	33,79
9	117	16,50	12,80	2,30	35,24

LIMITE PLASTICO

61	6,40	5,80	2,70	19,35
73	6,70	6,10	2,90	18,75

CONTRACCION LINEAL

barras n°	l <sub>o</sub> inicial	l <sub>o</sub> final	C.L.(%)

LL.	LP.	IP.	S.U.C.S
32,50	19,05	13,45	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT-2 MUESTRA: 13 PROF.: 7.20-7.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h</sub> T	W <sub>h</sub> 44	W <sub>h</sub>	W <sub>h</sub> %
33	148	18,00	13,67	2,20	37,75
26	131	17,40	13,20	2,20	38,18
19	117	16,50	12,50	2,20	38,83
12	96	18,40	13,80	2,20	39,66

LIMITE PLASTICO

13	6,40	5,80	2,90	20,69
18	6,50	5,80	2,70	22,58

CONTRACCION LINEAL

tara n°	l <sub>o</sub> cinic.	l <sub>o</sub> cfinal	C.L.(%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
38,30	21,64	16,66	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT-2 MUESTRA: 22 PROF.: 12.60-12.95 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h</sub> T	W <sub>z</sub> W	W <sub>h</sub>	W <sub>z</sub>
30	88	13,50	10,55	2,30	35,76
22	115	12,70	9,90	2,30	36,84
15	124	15,00	11,50	2,30	38,04
10	185	15,40	11,70	2,30	39,36

LIMITE PLASTICO

88	6,70	6,00	2,80	21,88
87	6,90	6,20	2,80	20,59

CONTRACCION LINEAL

tara n°	l <sub>o</sub> inicial	l <sub>o</sub> final	C.L.(%)

LL.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
36,40	21,23	15,17	CL

The chart plots the Liquid Limit (W<sub>z</sub>) on the y-axis (ranging from 20 to 40) against the number of blows (N) on the x-axis (ranging from 10 to 30). A straight line is drawn through the data points, and the plastic limit (L.P.) is marked on the y-axis at approximately 21.23. The liquid limit (LL) is marked on the y-axis at approximately 36.40. The plasticity index (I.P.) is marked on the x-axis at approximately 15.17. The S.U.C.S (Shrinkage Limit) is marked on the x-axis at approximately CL.



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: QUALITAS PERIFERICO

SONDEO N°: SPT-2 MUESTRA: 35 PROF.: 20.40-20.85 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° barra	W <sub>nat</sub>	W <sub>re</sub>	W <sub>e</sub>	W <sub>l</sub>
30	86	15,20	11,90	2,20	34,02
22	88	15,00	11,72	2,30	34,82
15	125	14,60	11,30	2,10	35,87
10	3	15,50	11,91	2,20	36,97

LIMITE PLASTICO

88	6,20	5,60	2,80	21,48
86	6,50	5,90	2,70	18,75

CONTRACCION LINEAL

barra n°	le.inic.	le.final	C.L.(%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
34,50	20,09	14,41	CL



## BIBLIOGRAFÍA.

- ✚ Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaria General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.
  
- ✚ Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.
  
- ✚ Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al Cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.
  
- ✚ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez, Trillas, 1991.
  
- ✚ El Cono en la Exploración Geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TOC geotecnia, 1989.
  
- ✚ Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.
  
- ✚ Mecánica de Suelos Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.