



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO.**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN.**

CARRERA:

INGENIERÍA CIVIL.

TESIS:

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EJECUCIÓN DE UNA EXCAVACIÓN
PROFUNDA EN ZONA DE LOMAS”.**

AUTOR:

MARCOS MONTIEL ALVARADO.

DIRECTOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA.



MÉXICO

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS.

La presente tesis se la dedico a mi familia que gracias a sus consejos y palabras de aliento crecí como persona. Gracias por ayudarme a cumplir mis objetivos como persona y estudiante. A mi padre por brindarme los recursos necesarios y estar a mi lado apoyándome y aconsejándome siempre. A mi madre por hacer de mi una mejor persona a través de sus consejos y enseñanzas. A Isabel por estar siempre presente en mi vida con su apoyo y amor.

AGRADECIMIENTOS.

A mis profesores que con sus enseñanzas me han formado como un profesional en esta etapa universitaria tanto dentro como fuera de las aulas de clase.

Un agradecimiento especial a mi asesor, el Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista ya que gracias a él fue posible realizar esta tesis.

A mis amigos Raúl, Alfonso, Roberto y Alberto, de los cuales siempre tuve su apoyo.

A mis compañeros de carrera en general, ya que también de ellos aprendí mucho.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
F.E.S. ARAGÓN.
TESIS



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EJECUCIÓN DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA EN ZONA DE LOMAS.



INDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	6
1.1 Localización.....	7
1.2 Descripción del proyecto.....	8
1.3 Colindancias y condiciones actuales del predio.....	8
1.4 Topografía del sitio de interés.....	16
2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	18
2.1 Generalidades.....	19
2.2 Pozos a cielo abierto.....	20
2.3 Sondeo con equipo mecánico.....	25
2.3.1 Método de penetración estándar.....	25
3. ENSAYES DE LABORATORIO.....	36
3.1 Muestras alteradas.....	37
3.2 Muestras inalteradas.....	38
4. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO.....	40
4.1 Levantamiento geológico superficial.....	42
4.2 Descripción estratigráfica del subsuelo.....	42
5. DISEÑO GEOTÉCNICO.....	51
5.1 Alternativa mediante zapatas.....	52
5.1.1 Capacidad de carga de la cimentación.....	52
5.1.2 Dimensionamiento de la cimentación.....	53
5.1.3 Estado límite de falla.....	54
5.1.3.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	54
5.1.3.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.....	55
5.1.4 Estado límite de servicio.....	55
5.1.5 Condición sísmica.....	56



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
F.E.S. ARAGÓN.
TESIS



5.1.6 Empujes sobre los muros perimetrales.....	56
5.2 Alternativa de cimentación con pilas.....	59
5.2.1 Capacidad de carga.....	59
5.2.2 Dimensionamiento de las pilas.....	61
5.2.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	62
5.2.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.....	62
5.2.5 Estado límite de servicio.....	63
5.2.6 Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas...63	
6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN.....	65
6.1 Introducción de estabilidad de taludes.....	68
6.2 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas.....	77
6.3 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas.....	78
6.4 Sistema de anclaje propuesto.....	78
6.4.1 Tensión y longitud de las anclas.....	81
6.5 Procedimiento constructivo para la excavación.....	84
6.6 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.....	84
6.7 Procedimiento constructivo general.....	84
6.8 Proceso constructivo de anclaje.....	85
6.9 Instrumentación.....	91
7. CONCLUSIONES.....	95

FIGURAS

ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO.....	109
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.....	118
ANEXO III RESULTADOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	142
BIBLIOGRAFÍA.....	167



OBJETIVO: Mediante el presente trabajo se busca proponer las condiciones más adecuadas para garantizar la estabilidad de los taludes de esta excavación al comienzo, durante y hasta el final de la misma, así como proponer la cimentación que sea más acorde a nuestra estructura, con base en todos los estudios y conocimientos que requiere una obra civil de este tipo.

INTRODUCCIÓN.

Este trabajo se denomina estudio geotécnico para la ejecución de una excavación profunda en zona de lomas, y servirá para hacer un buen diseño tanto de la excavación así como de la cimentación a partir de la determinación de las características geotécnicas de nuestra zona de interés. El desarrollo de esta obra es en la Ciudad de México. Este inmueble será destinado en la parte superior para oficinas y en la inferior para estacionamiento.

El área que se proyecta a excavar es de 10 m a 13m de profundidad máxima.

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.

Obras como esta son de gran importancia ya que crean fuentes de empleo y contribuyen al desarrollo, a su vez que ganan espacios que son más difíciles de conseguir día a día por el crecimiento de nuestra ciudad.

Construcciones como esta surgen como producto del crecimiento de la Ciudad de México que se ha visto influenciado por aspectos diversos. El crecimiento desmedido de la mancha urbana se dio a partir del desarrollo de la ciudad capitalista que ofrecía oportunidades de empleo y mejora en la calidad de vida, propiciando así la inmigración continua y masiva de las zonas rurales del país; es por eso que los ingenieros civiles nos vemos cada vez más en la necesidad de buscar espacios para construir y destinarlos al desarrollo de la infraestructura de la ciudad y del país. La Ciudad de México plantea diversos escenarios por lo tanto diversas maneras de atacar un problema generalizado como la expansión de su mancha urbana. El aspecto de crecimiento horizontal es el más estudiado por su evidencia y resulta de diversos factores.

El primer capítulo del trabajo será una descripción general del proyecto, en el cual se dará a conocer la ubicación exacta de este mediante fotografías y un croquis, se describirá para que será destinado así como las características en cuanto a superficie y colindancias de nuestro terreno, las cuales son de gran importancia y hay que tomarlas en cuenta, ya que deben diseñarse sistemas de retención durante la excavación para evitar problemas con ellas. Esta propiedad por ahora solo es utilizada como estacionamiento y la mayor parte de la superficie esta libre, con solo algunas pequeñas partes construidas pero cuya demolición ya se encuentra en proceso.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
F.E.S. ARAGÓN.
TESIS



El segundo capítulo se denomina exploración geotécnica, en el cual se realizará una investigación del subsuelo para averiguar su estado natural, mediante dos sondeos profundos del tipo penetración estándar y la excavación de tres pozos a cielo abierto (PCA), para poder obtener muestras tanto alteradas como inalteradas y mediante las pruebas de campo y de laboratorio obtendremos propiedades índice y mecánicas del suelo para así poder determinar la capacidad de carga de este y el asentamiento que se producirá y de esta manera poder recomendar el tipo de cimentación a usar.

Hacer esta exploración es de vital importancia en cualquier obra de ingeniería ya que de no hacerlo si surge una falla el costo sería muy alto tanto económico como humano.

En esta exploración se buscan objetivos como determinar la ubicación y espesor de los estratos, determinar el NAF (Nivel de aguas freáticas), definir problemas especiales que puedan generarse durante o después de la construcción para poder corregirlos a tiempo.

Para el tercer capítulo el cual fue nombrado como ensayos de laboratorio se dará a conocer el tipo de muestras obtenidas en el suelo del sitio de interés que fueron alteradas como inalteradas así como las pruebas a las que fueron sometidas, para obtener tanto sus propiedades índice como las mecánicas. Algunas de las pruebas fueron límites de consistencia, compresión simple, y prueba triaxial.

Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga y de la profundidad requerida, se toman muestras de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación, que luego son enviadas en bolsas al laboratorio. Se dice que una muestra es inalterada cuando teóricamente guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de un pie cúbico), cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío al laboratorio.

Estas pruebas se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el manual de laboratorio de la secretaría de recursos hidráulicos. Por medio de análisis y pruebas a realizar antes del desarrollo de un proyecto, se puede llegar a determinar con gran aproximación la naturaleza y propiedades del suelo, estos datos son muy necesarios para definir las características generales de cualquier cimentación.

El siguiente capítulo habla sobre la descripción estratigráfica (es la descripción de los estratos del subsuelo) y física del subsuelo, que en nuestro caso está ubicado en la zona I o zona de lomas de acuerdo con la zonificación geotécnica del valle de México. 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.

Esta descripción es muy importante para nuestro proyecto, en este capítulo veremos cómo detalladamente nos indica que espesor y material se encuentra a determinada profundidad del subsuelo y esta información es muy valiosa, ya que recordemos que la calidad de un proyecto depende en gran medida de que tanta información tengamos sobre él.

En el quinto capítulo se presentara el diseño geotécnico o análisis de la cimentación, ya que una vez obtenidos los datos con las características estratigráficas y físicas del subsuelo aparte de las arquitectónicas de las cuales ya se tenía conocimiento ahora si puede procederse a proponer una cimentación, para lo cual tendremos dos alternativas que será mediante zapatas o pilas, se analizara la capacidad de carga de la cimentación, su dimensionamiento, el estado límite de falla tanto en condiciones estáticas como en dinámicas, y el estado límite de servicio.

Una vez obtenidos en los capítulos anteriores datos de gran importancia sobre el lugar en el que vamos a construir (suelo) será más eficiente la cimentación propuesta y tendremos la certeza de que la interacción suelo-estructura será favorable, teniendo los asentamientos mínimos y funcionando de manera optima.

En el sexto capítulo trataremos procesos constructivos y la protección a las colindancias, así como la instrumentación; se va a explicar cómo será el proceso constructivo primero para la excavación de la zona donde quedaran los 4 niveles de estacionamiento en sótano. La excavación será limitada mediante el uso de ademes metálicos para cuidar las colindancias.

Con motivo de la excavación también se va a hacer necesario un sistema de retención para la estabilidad de taludes, ya que toda la superficie del terreno será ocupada para la construcción; dichos taludes serán verticales; para el diseño de estos sistemas de retención se tendrán que tomar en cuenta las características que prevalecen en cada una de las colindancias. También veremos el proceso constructivo del anclaje y cual fue propuesto como mejor solución. Se revisara la estabilidad de taludes en condiciones estáticas y dinámicas, incluyendo una sobrecarga uniformemente repartida de 2 a 7 ton/m² para condiciones estáticas, también el proceso constructivo para taludes anclados será explicado.

Los sistemas de contención mediante anclajes se han vuelto cada vez más eficientes y económicos, debido principalmente a mejoramientos en los métodos de diseño, técnicas de construcción, y reducción en los costos de los materiales de los anclajes y su instalación. Lo anterior ha generado un aumento considerable en la implementación de sistemas permanentes y temporales de anclajes con fines de estabilización de taludes.

Los primeros sistemas de anclaje en los Estados Unidos fueron utilizados como herramienta para el soporte temporal de sistemas de excavación. Sin embargo, el uso de sistemas permanentes de anclaje para obras de ingeniería no se hizo común sino hasta finales de los años 70s. Bajo ciertas condiciones de diseño y construcción, el sistema de



anclajes muestra ventajas significativas sobre otros sistemas de contención, dando como resultado beneficios económicos y técnicos. Por ejemplo, los sistemas de contención con anclajes muestran los siguientes beneficios sobre los muros de contención de gravedad en concreto:

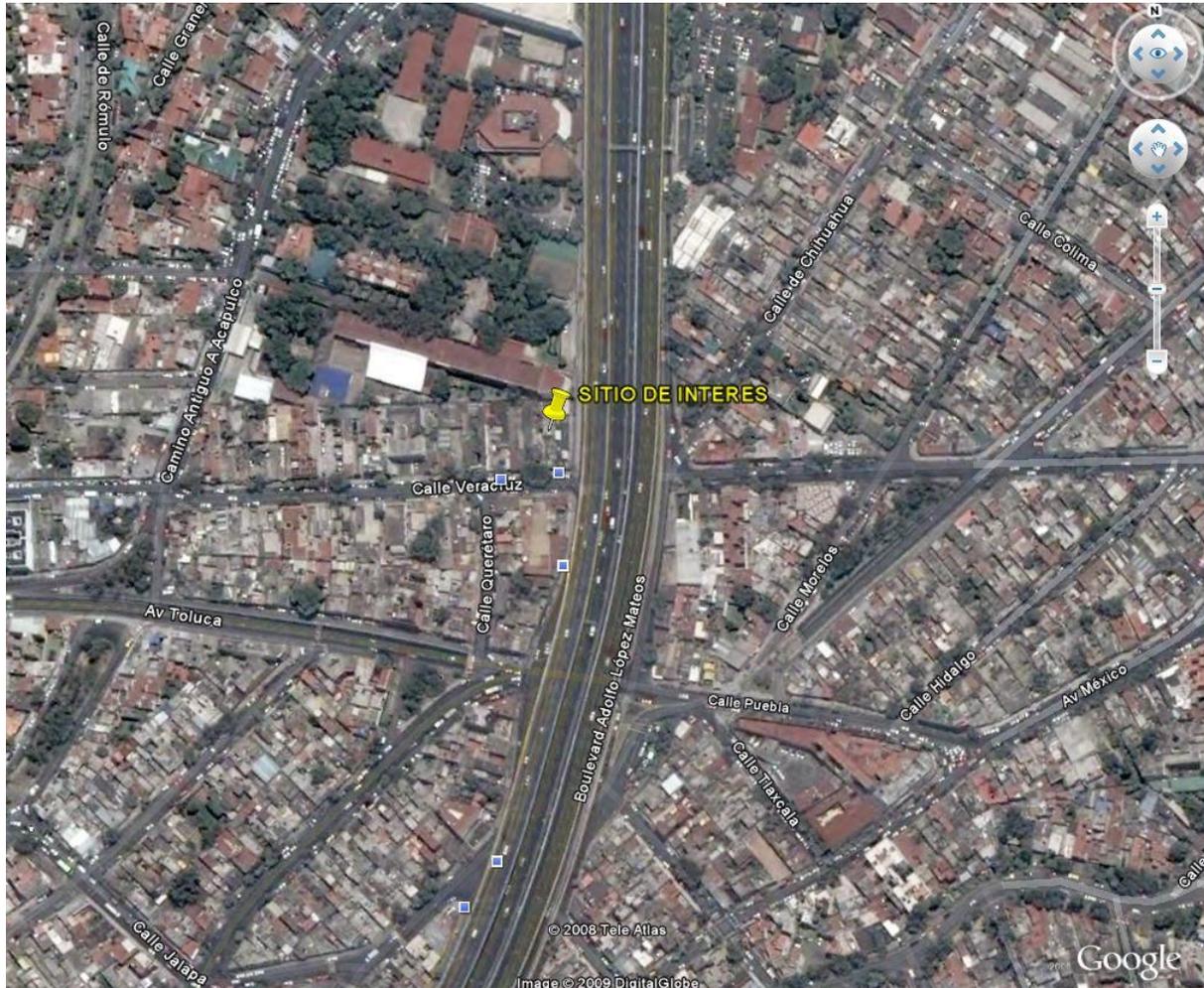
1. No se obstruye el espacio de trabajo a causa de excavaciones.
2. Soporta cargas horizontales relativamente altas sin requerir aumentos significativos en la sección del muro.
3. No requiere soporte temporal para la excavación.
4. Se elimina la necesidad de relleno seleccionado.
5. No se requiere llegar a suelo competente para la fundación de la estructura.
6. Requiere un menor tiempo de construcción.
7. Se reduce la necesidad de adquisición de terrenos para el caso de estabilizaciones en vías.

En este capítulo igual trataremos las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación. Las deformaciones medidas en el terreno a través de la instrumentación deben ser contrastadas con las previsiones realizadas durante el proyecto, con objeto de tomar decisiones acertadas durante la obra.

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.

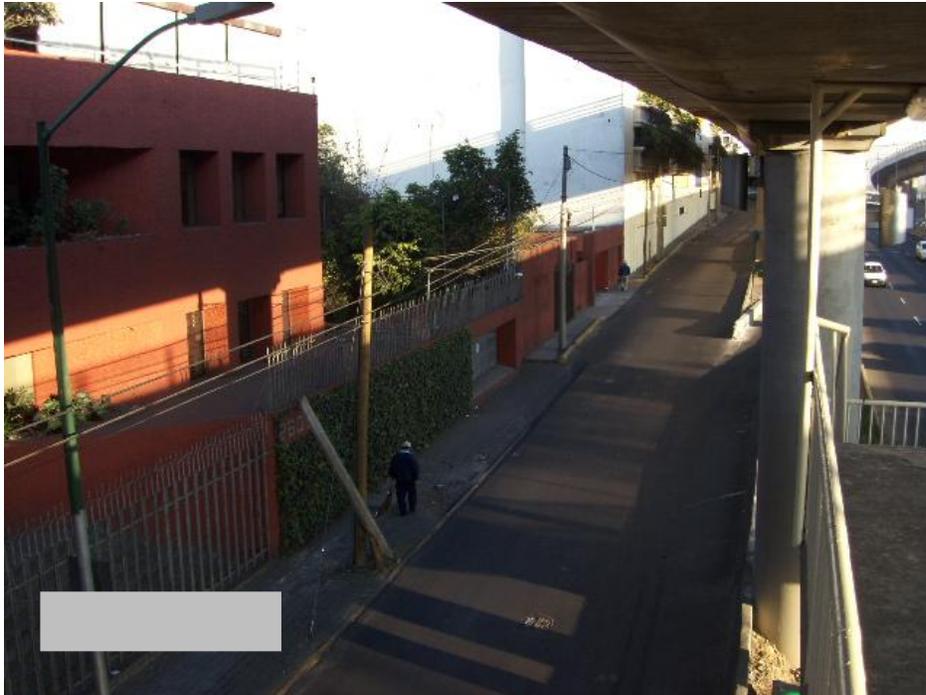
Hablaremos sobre referencias superficiales, sobre el testigo superficial, y el banco de nivel flotante. Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación.

Por último revisaremos el séptimo capítulo que es el de conclusiones y en el cual de alguna manera se resume el proyecto para ver las decisiones tomadas.



FOTOGRAFÍA AÉREA DEL SITIO DE INTERÉS.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.



PANORAMICAS DE LA FACHADA PRINCIPAL Y DEL SITIO EN ESTUDIO

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

1.1 Localización

Se realizó el estudio geotécnico 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 4 sótanos para estacionamientos, y que cuenta con un área de aproximadamente 1,250 m². La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

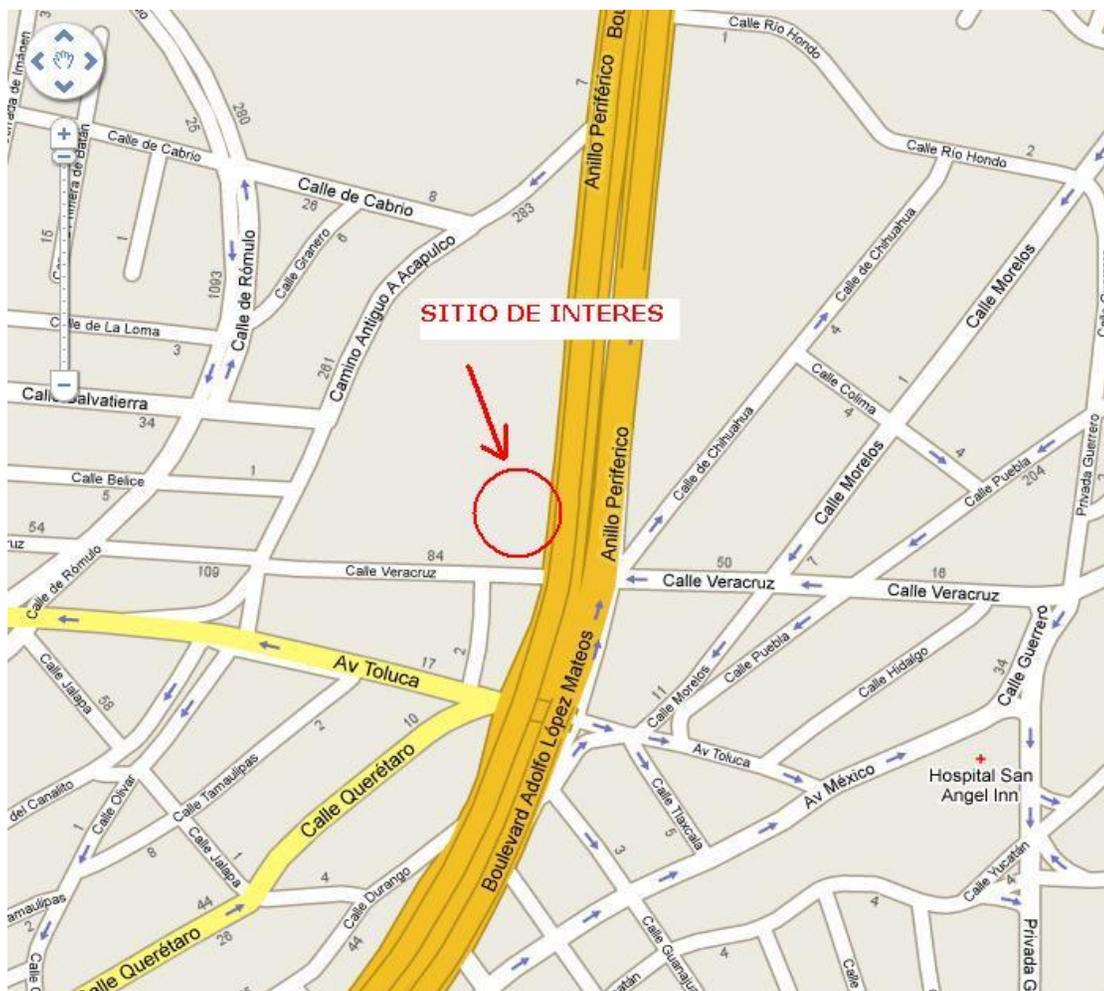


FIGURA 1. LOCALIZACION DEL SITIO DE INTERÉS.

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. 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.

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. Ver figura 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.

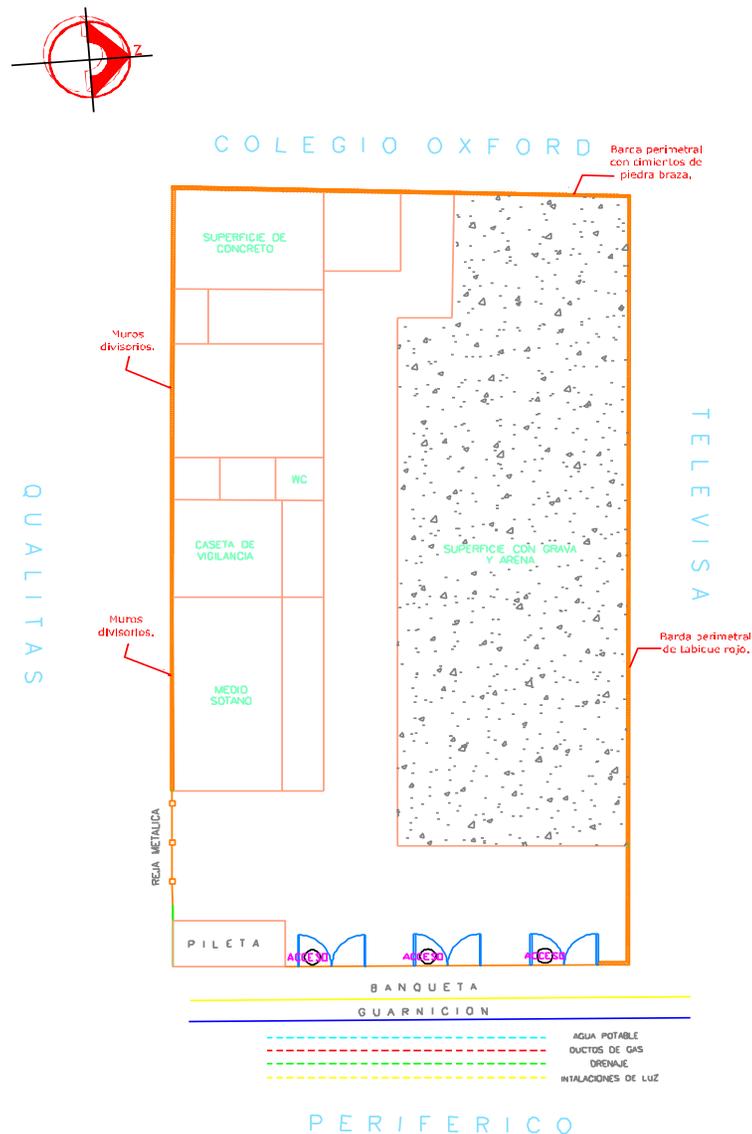


FIGURA 2. COLINDANCIAS DEL TERRENO EN ESTUDIO.

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.

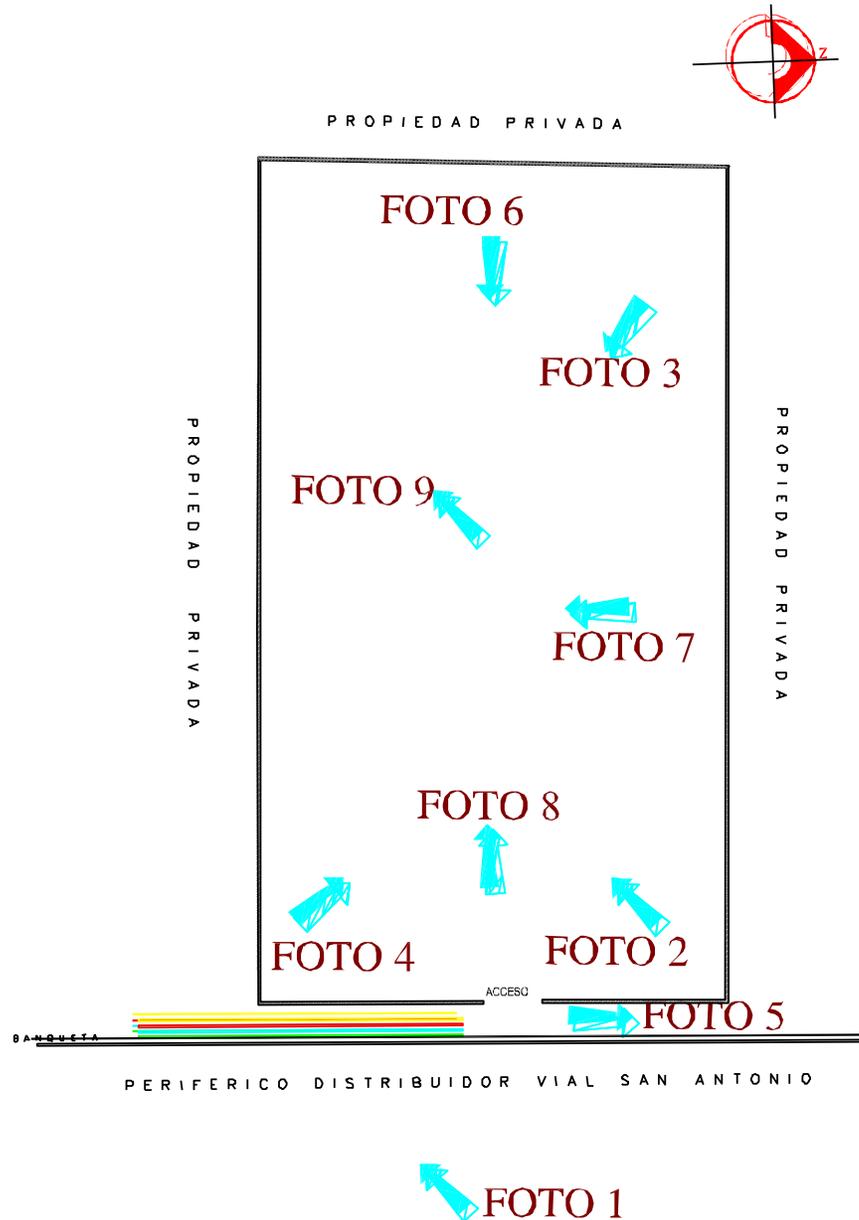


FIGURA 3. POSICIÓN DE LAS FOTOGRAFÍAS TOMADAS



FOTO 1 FACHADA PRINCIPAL DEL PREDIO EN ESTUDIO



FOTO 2 VISTA DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES DENTRO DEL PREDIO



FOTO 3 PANORÁMICA AL INTERIOR DEL PREDIO



FOTO 4 ESTRUCTURA DE 7 NIVELES LOCALIZADA SOBRE COLINDANCIA NORTE



FOTO 5 COLINDANCIA ORIENTE DEL TERRENO EN ESTUDIO (AV. PERIFÉRICO SUR)



FOTO 6 PANORÁMICA AL INTERIOR DEL PREDIO, SE OBSERVA LA COLINDANCIA ORIENTE



FOTO 7 VISTA DE LA ZONA SUR DEL PREDIO ANALIZADO QUE COLINDANCIA CON EL EDIFICIO ACTUAL DE QUALITAS.



FOTO 8 COLINDANCIA PONIENTE DEL TERRENO (PARTE POSTERIOR)



FOTO 9 VISTA DE LA ESQUINA SUR PONIENTE DEL PREDIO



EN ESTA FOTOGRAFIA SE APRECIA LA ESTRUCTURA QUE CUENTA CON UN

SEMISÓTANO UBICADA EN LA COLIDANCIA SUR ZONA CENTRAL DEL TERRENO

1.4 Topografía del sitio de interés

El terreno en estudio cuenta con un área de 1,166.53 m² aproximadamente, tiene una forma regular y presenta una superficie plana con un desnivel ascendente de oriente a poniente de hasta 1.7 m aproximadamente. Lo anterior se puede observar en el plano topográfico del predio mostrado en la figura 4.

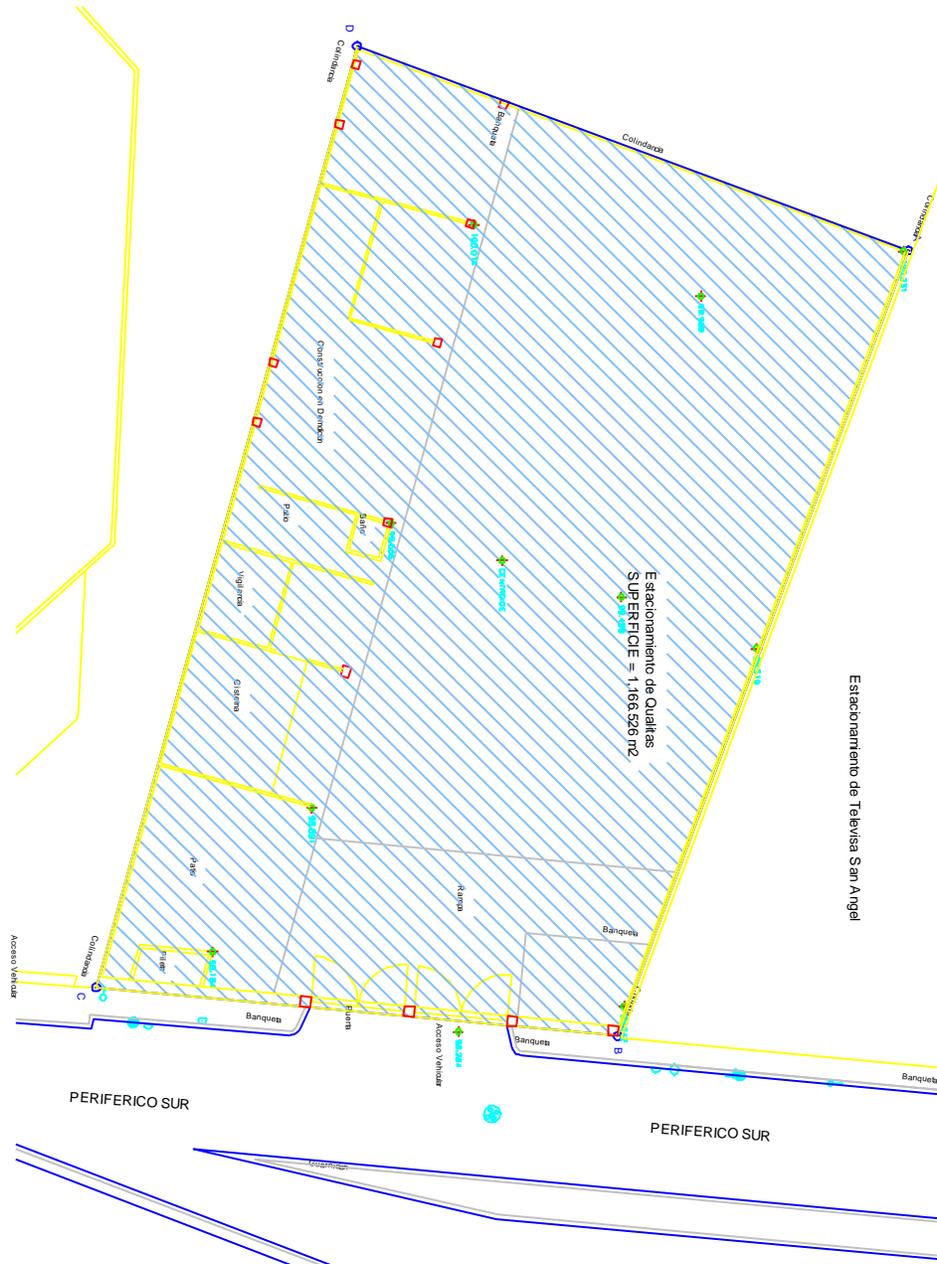


FIGURA 4. PLANO TOPOGRÁFICO.



Los objetivos del estudio a realizar son:

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

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada de Lomas que se caracteriza básicamente por tener depósitos tobaceos de alta resistencia y baja deformabilidad.

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

2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.



FOTOS SOBRE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO.

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.



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.



MUESTRAS EXTRAIDAS MEDIANTE LA EXPLORACION 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 4a se presenta un croquis del terreno con la ubicación en planta de cada uno de los pozos a cielo abierto excavados, y en las siguientes figuras de la 5 a la 7 se presentan los perfiles de cada uno de los pozos excavados.

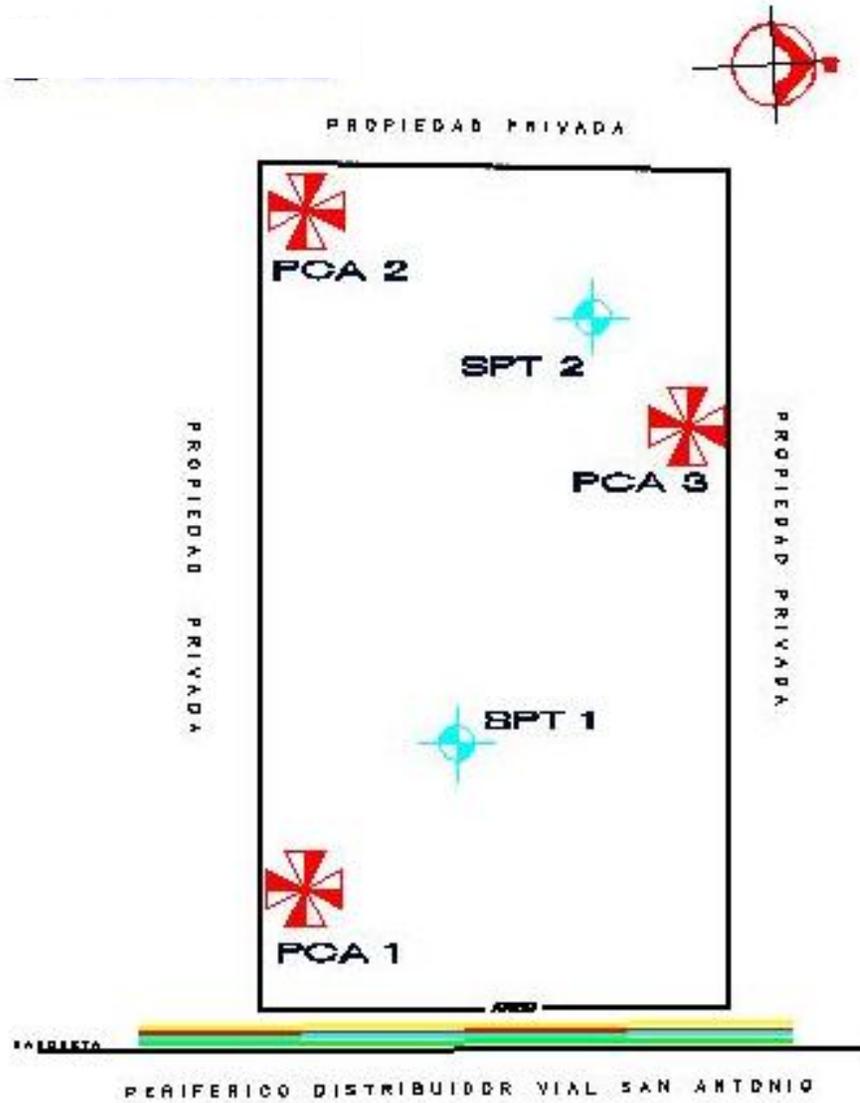


FIGURA 4a LOCALIZACION DE SONDEOS Y PCA

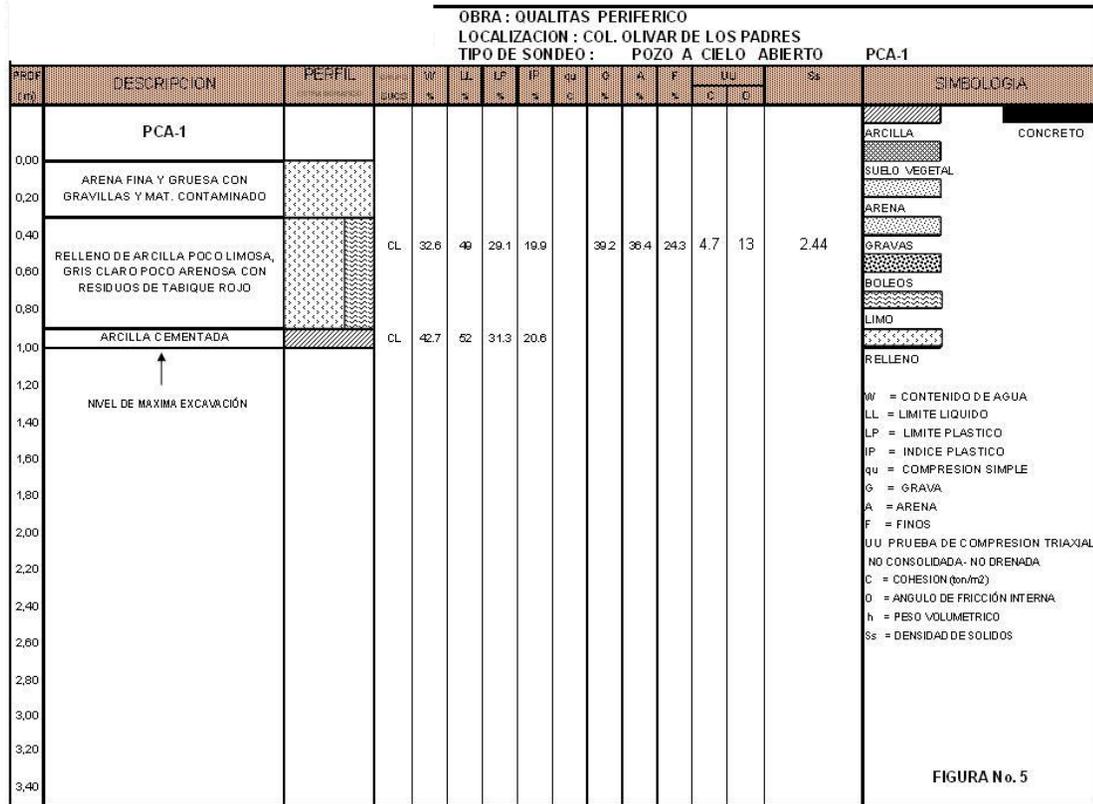


FIGURA 5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA – 1

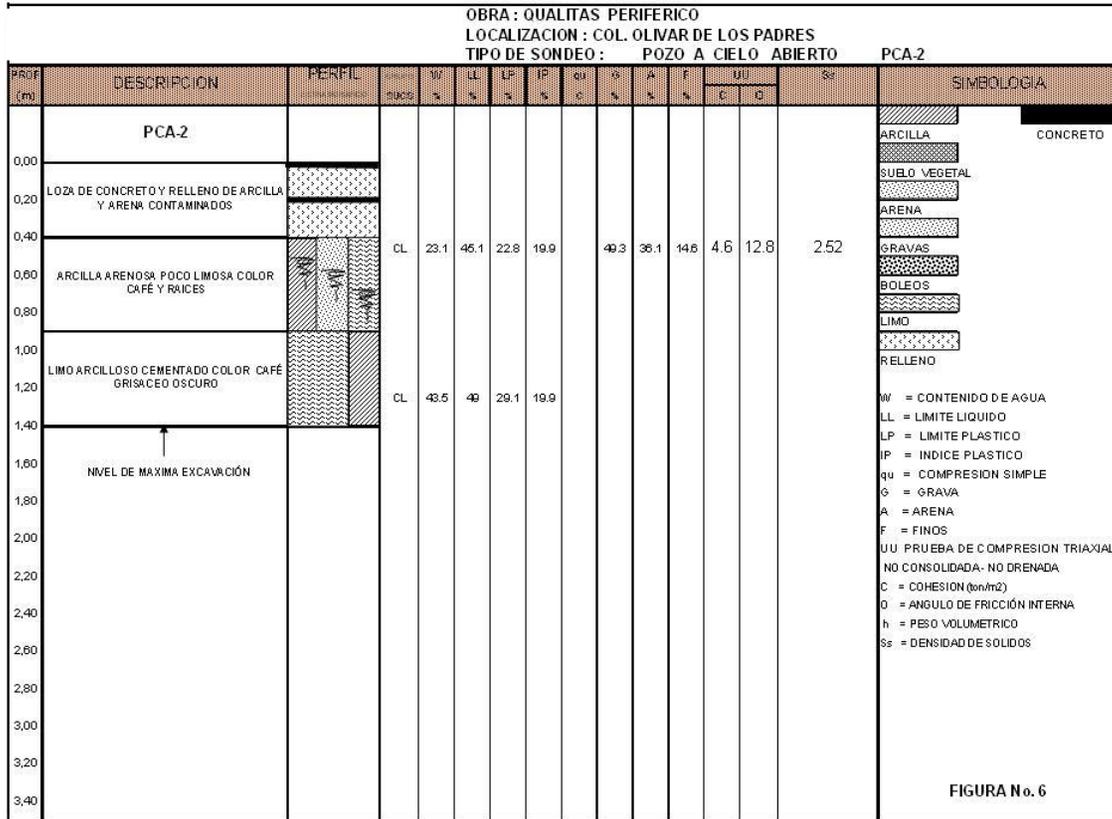


FIGURA 6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA – 2

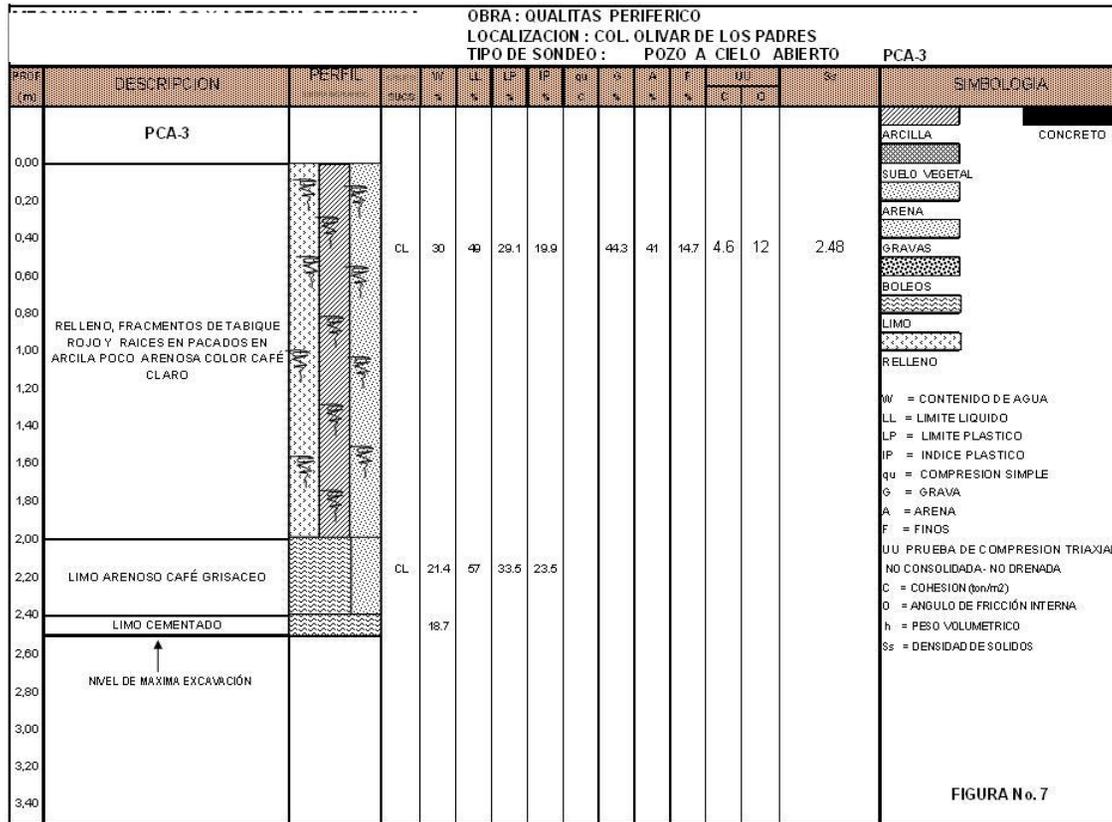


FIGURA 7. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA – 3



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 4a, 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 (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

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

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

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

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

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de 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	CONSISTENCI A
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA



EQUIPO DE PERFORACIÓN Y EJECUCIÓN DE SONDEOS PROFUNDOS.

En las figuras 8 y 9 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados, y en las figuras 10 y 11 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos realizados en el interior del predio.

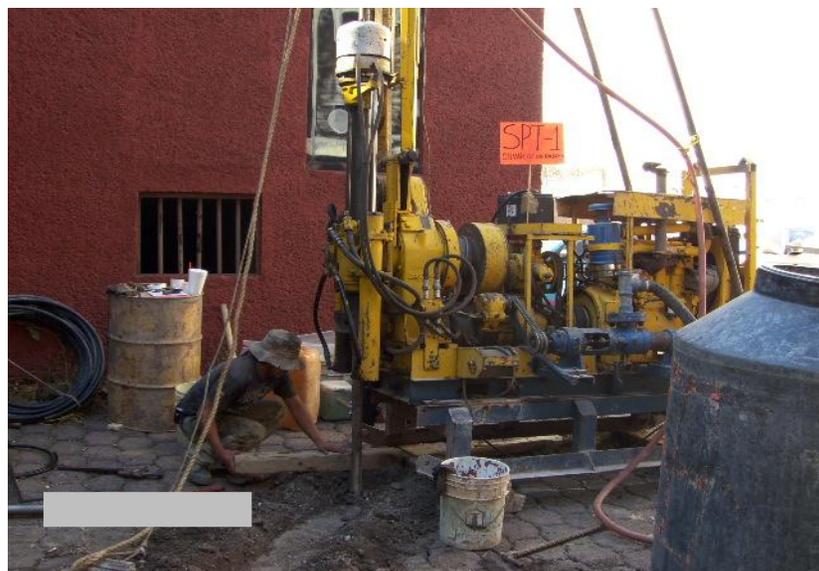
FIGURA 8. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1.

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: OLIVAR DE LOS PADRES		COORDENADAS: X Y Z	
LOCALIZACIÓN: PERIFÉRICO SUR No. 2595		FECHA DE INICIO: 16/12/2008 Hrs.	
POZO No. I		TERMINACIÓN: Hrs.	
TIPO DE SONDEO: SPT		BOMBA: MOYNO 3L6	
LOG YEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN E STANDARD PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	GR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	0.00	0.10	0.10	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
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 15M 6
4	1.90	2.20	0.30	0.27			31	50	15	T.P.	Limo cementado con escasa arena varios tonos.
-	2.20	2.50	0.30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
5	2.50	2.65	0.15	0.13			50			T.P.	Arena medía poco limosa con gravas café claro.
-	2.65	3.10	0.45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
6	3.10	3.70	0.60	0.41			15	27	12	T.P.	Limo arenoso con arena pumilca café claro.
7	3.70	4.30	0.60	0.42			16	38	40	T.P.	Arena medía poco limosa con gravillas café claro y blanquizas.
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 15M 6
9	4.90	5.25	0.35	0.21			28	50	20	T.P.	Limo arcilloso poco arenoso café claro.
-	5.25	5.50	0.25	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
10	5.50	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 15M 6
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 15M 6
12	6.70	6.85	0.15	0.11			50			T.P.	Arena medía poco limosa con gravillas café claro.
-	6.85	7.30	0.45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
13	7.30	7.45	0.15	0.08			50			T.P.	Limo arenoso café claro.
-	7.45	7.90	0.45	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6
14	7.90	8.20	0.30	0.27			25	50	5	T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.
-	8.20	8.50	0.30	-			AVANCE			B.T.	A.B.T. 2 15M 6

NIVEL FREÁTICO (m): _____	TURNO DE: _____	HRS.: _____	PROF. PROYECTADO: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: _____
_____			OPERADOR: _____
_____			SUPERVISOR: _____
ADEME (m): _____		FECHA: _____	FIGURA: 8



SPT-1.

FIGURA 8. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT - 1

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: OLIVAR DE LOS PADRES		COORDENADAS: X		Y	Z						
LOCALIZACIÓN: PERIFÉRICO SUR No. 2595		FECHA DE INICIO: 16/12/2008		Hrs.							
POZO No. 1		TERMINACIÓN:		Hrs.							
TIPO DE SONDEO: SPT		BOMBA: MOYNO 3L6									
LONGUEAR 3L											
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACION ESTANDARIZADA DEL MARTILLO 64 KG ALTIMETRO DE CADA 7.5 cm			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CRZ (D.E.E.R.E)	N° DE GOLPES EN				
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	50/5		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	50/5		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	50/5		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	50/5		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	50/5		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 espata café claro.
14	16.30	16.55	0.25	0.05			27	50/0		T.P.	Sin recuperación.
NIVEL FREÁTICO (m.)		TURNO DE		HRS.		PROF. PROYECTO:					
OBSERVACIONES GENERALES:						PROF. REAL:					
						OPERADOR:					
						SUPERVISOR:					
ADEME (m.)						FECHA:					
						FIGURA: 8					



SPT-1

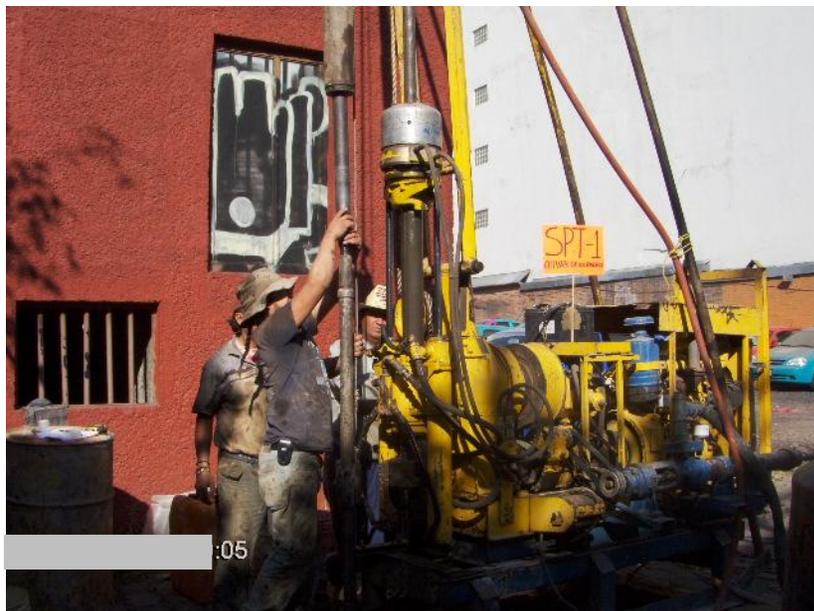
FIGURA 8. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-1

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:	OLIVAR DE LOS PADRES	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	PERIFÉRICO SUR No. 2595	FECHA DE INICIO:	16/12/2008	Hrs.
POZO No.:	I	TERMINACIÓN:		Hrs.
TIPO DE SONDEO:	SPT	BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGITUD:	34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN E STANDARD PESO DEL MARTELLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm.			TIPO DE MUESTRO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	16.55	16.90	0.35	-	-	-	AVANCE			B.T.	AB.T. ≥ 15M 6
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	50M5		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19.00	19.30	0.30	-	-	-	AVANCE			B.T.	AB.T. ≥ 15M 6
32	19.30	19.55	0.25	0.18	-	-	31	50M0		T.P.	Arena pumítica poco limosa gris claro.
-	19.55	19.90	0.35	-	-	-	AVANCE			B.T.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
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.	AB.T. ≥ 15M 6
41	24.70	25.00	0.30	0.25	-	-	23	50M5		T.P.	Limo arenoso con gravillas café claro.

NIVEL FREÁTICO (m): _____	TURNO DE: _____	HRS. _____	PROF. PROYECTO: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: _____
_____			OPERADOR: _____
_____			SUPERVISOR: _____
ADEME (m)			FECHA: _____
			FIGURA: 8



SPT-1.

FIGURA 9. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: <u>QUALITAS PERIFÉRICO</u>		COORDENADAS: X: _____ Y: _____ Z: _____													
LOCALIZACIÓN: <u>PERIFÉRICO SUR No. 2595</u>		FECHA DE INICIO: <u>18/12/2008</u> Hrs. _____													
POZO No. <u>2</u>		TERMINACIÓN: <u>19/01/1900</u> Hrs. _____													
TIPO DE SONDEO: <u>SPT</u>															
LONG YEAR <u>34</u>		BOMBA: <u>MOY NO 3L5</u>													
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG AL SUMA DE CALDA 75 cm N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES				
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEEBE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.						
14	7.80	7.95	0.15	0.13			50	—	—	T.P	Limo arcilloso cementado con gravillas café claro				
—	7.95	8.40	0.45	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
15	8.40	8.85	0.45	0.36			18	50	—	T.P	Limo arcilloso cementado con gravillas café claro				
—	8.85	9.00	0.15	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
16	9.00	9.45	0.45	0.37			22	50	—	T.P	Limo arcilloso cementado con gravillas café claro				
—	9.45	9.60	0.15	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
17	9.60	10.20	0.60	0.53			16	33	22	T.P	Arena púm tba poco llnosa con gravillas café claro				
18	10.20	10.80	0.60	0.55			13	30	20	T.P	Arena púm tba poco llnosa con gravillas café claro				
19	10.80	11.40	0.60	0.40			6	33	21	T.P	Arena púm tba poco llnosa con gravillas café claro				
20	11.40	12.00	0.60	0.57			14	29	16	T.P	Arena púm tba poco llnosa con gravillas café claro				
21	12.00	12.35	0.35	0.26			11	50/20	—	T.P	Limo arcilloso cementado con gravillas café claro				
—	12.35	12.60	0.25	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
22	12.60	12.95	0.35	0.26			16	50/20	—	T.P	Limo arcilloso café claro				
—	12.95	13.20	0.25	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
23	13.20	13.80	0.60	0.32			11	37	20	T.P	Arena med la púm tba poco llnosa café claro				
24	13.80	14.20	0.40	0.31			8	50/25	—	T.P	Arena púm tba poco llnosa café claro				
—	14.20	14.40	0.20	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
25	14.40	14.80	0.40	0.24			19	50/25	—	T.P	Arena med la púm tba poco llnosa café claro				
—	14.80	15.00	0.20	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
26	15.00	15.45	0.45	0.34			15	50	—	T.P	Limo arcilloso con gravillas café claro				
—	15.45	15.60	0.15	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
27	15.60	15.95	0.35	0.31			17	50/20	—	T.P	Limo arcilloso con gravillas café claro				
—	15.95	16.20	0.25	—			Avance			B.T	Avance con boca tribolca de 2 15/16"				
28	16.20	16.80	0.60	0.34			18	39	22	T.P	Arena púm tba con gravillas poco llnosa café claro				
29	16.80	17.25	0.45	0.21			18	21	—	T.P	Arena púm tba con gravillas poco llnosa café claro				
NIVEL FREÁTICO (m): _____				LUBRO O: _____				HRS: _____				PROP. PROYECTO: _____			
OBSERVACIONES GENERALES: _____				_____				_____				PROF. REAL: _____			
_____				_____				_____				OPERADOR: _____			
_____				_____				_____				SUPERVISOR: _____			
ADEME (m): _____				_____				_____				FECHA: _____			
												FIGURA: 9			



SPT-2.

FIGURA 9. REGISTRO DE CAMPO DEL SPT-2

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA:	QUALITAS PERIFÉRICO	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACIÓN:	PERIFÉRICO SUR No. 2595	FECHA DE INICIO:	18/12/2008	Hr.
POZO No.:	2	TERMINACIÓN:	19/12/2008	Hr.
TIPO DE SONDEO:	SPT	BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34				

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENE TRAZÓN ESTÁNDAR (PESO DEL MARTILLO 64 KG AL TUPA DE CAÍDA 75 cm)			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEEPS)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
—	17.25	17.40	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
30	17.40	17.70	0.30	0.16	—	—	28	50/15	---	T.P	Aer la p m f lca con lmo are oso cemento do café claro
—	17.70	18.00	0.30	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
31	18.00	18.30	0.30	0.10	—	—	18	50/15	----	T.P	Lmo are oso café claro
—	18.30	18.60	0.30	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
32	18.60	18.85	0.25	0.23	—	—	35	5	----	T.P	Lmo are oso café claro
—	18.85	19.20	0.35	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
33	19.20	19.65	0.45	0.33	—	—	18	50	---	T.P	Lmo are oso café claro
—	19.65	19.80	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
34	19.80	20.25	0.45	0.36	—	—	15	50	----	T.P	Lmo are oso café claro
—	20.25	20.40	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
35	20.40	20.85	0.45	0.34	—	—	18	50	----	T.P	Lmo are oso café claro
—	20.85	21.00	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
36	21.00	21.45	0.45	0.36	—	—	25	50	---	T.P	Lmo are oso café claro
—	21.45	21.60	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
37	21.60	22.20	0.60	0.43	—	—	17	35	22	T.P	Lmo are oso café claro
38	22.20	22.80	0.60	0.25	—	—	18	41	23	T.P	Lmo are oso café claro
39	22.80	23.25	0.45	0.31	—	—	12	50	----	T.P	Lmo are oso café claro
—	23.25	23.40	0.15	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
40	23.40	23.55	0.15	0.13	—	—	50	—	---	T.P	Lmo are oso cemento do café claro
—	23.55	24.00	0.45	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
41	24.00	24.15	0.15	0.14	—	—	50	—	----	T.P	Lmo are oso cemento do café claro
—	24.15	24.60	0.45	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"
42	24.60	24.80	0.20	0.15	—	—	35	50/5	---	T.P	Aer la f lca poco lmosa con gavillas café claro
—	24.80	25.20	0.40	—	—	—	Avance			B.T	Avance con bota tribolca de 2 15/16"

NIVEL FREÁTICO (m): _____ TUBO DE: _____ HRS. _____ PROF. PROYECTO: _____

OBSERVACIONES GENERALES: _____ OPERADOR: _____

_____ SUPERVISOR: _____

ADEME (m): _____ FECHA: _____ FIGURA: 9



SPT-2.

Obra No: QUALITAS
 Localización: COL. COLONIA DE LOS PADRES
 Tipo de Sondeo: SPT-1
 Cota: _____ N.A.F.: _____

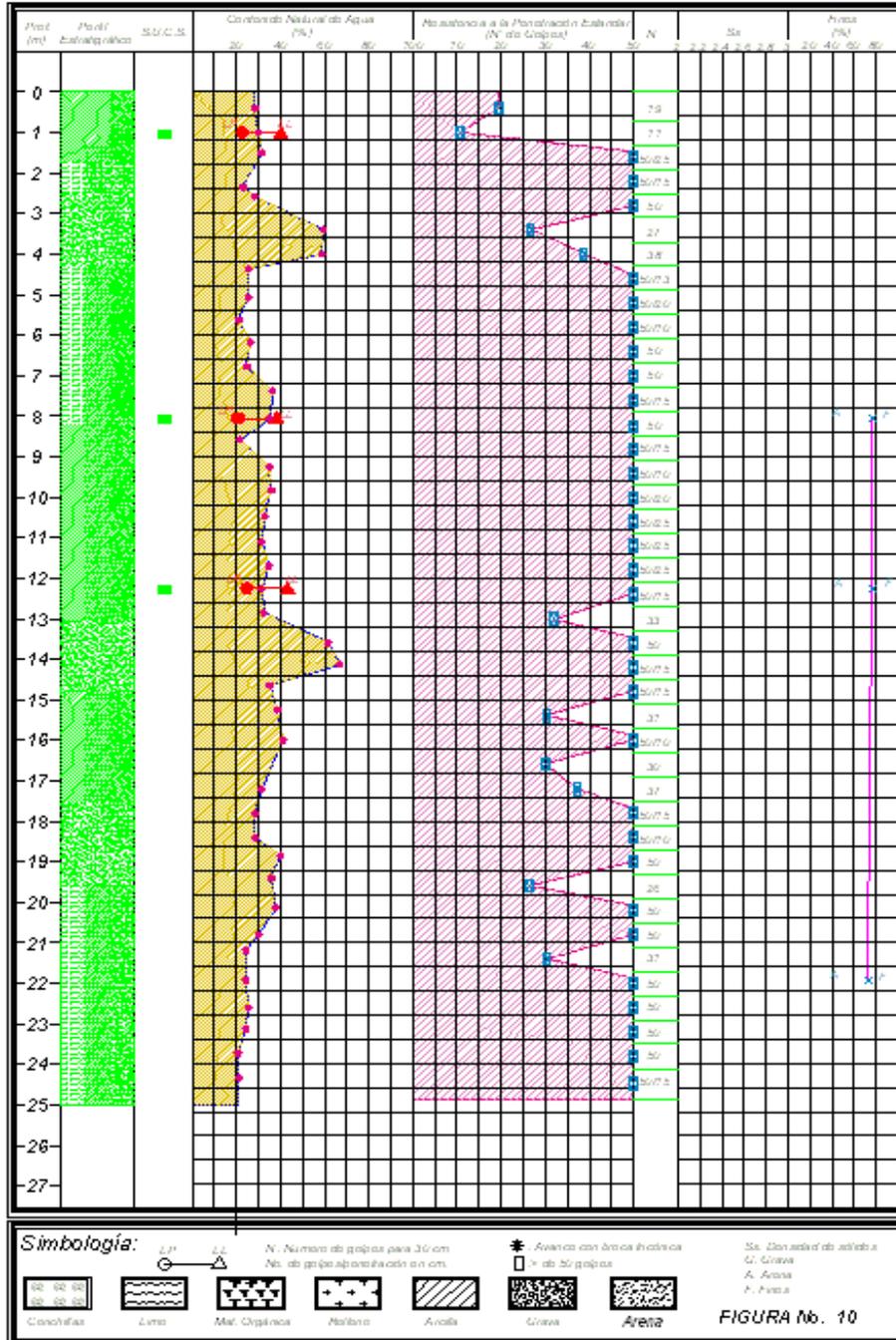


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT-1

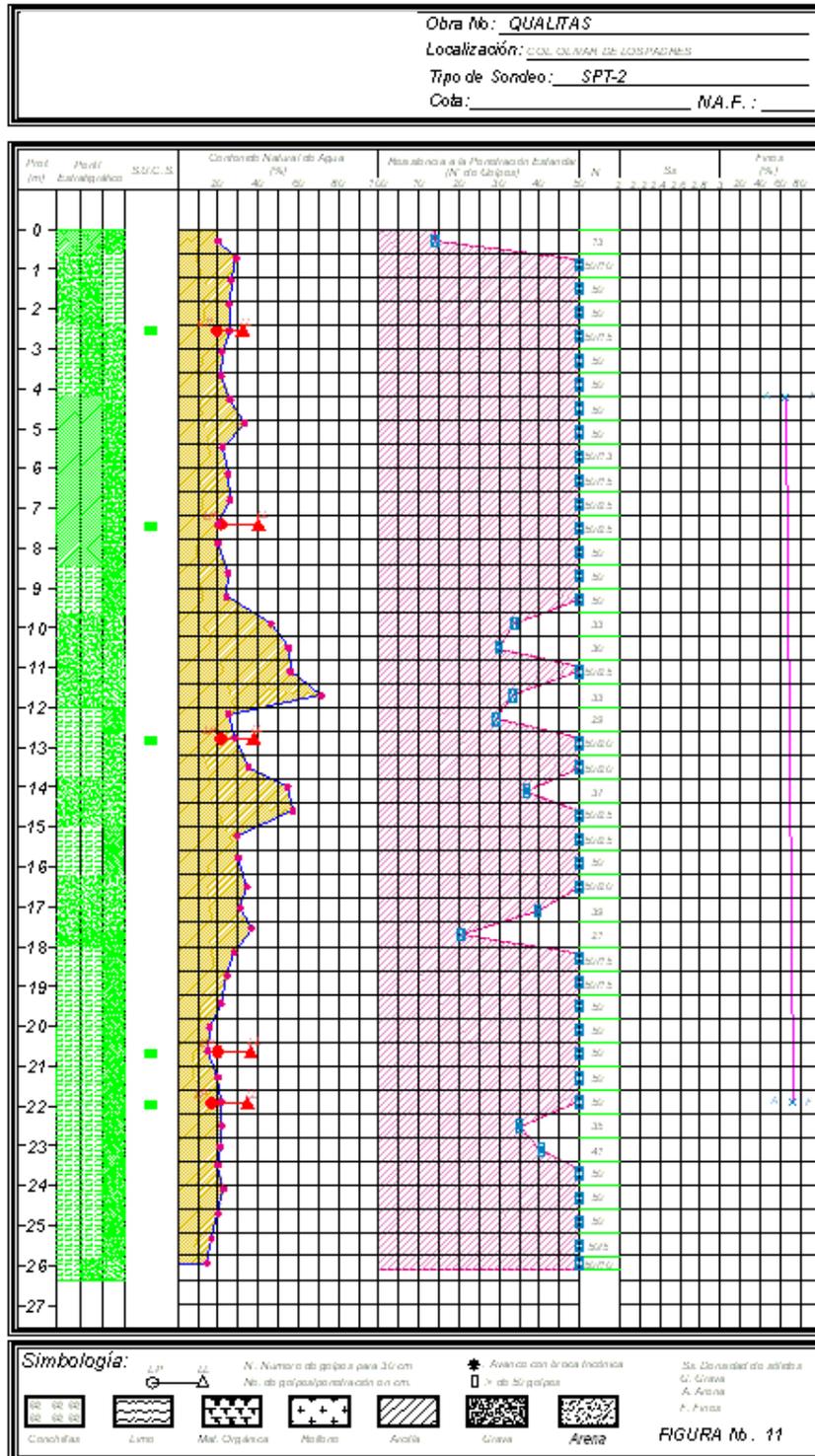


FIGURA 11. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT-2

3. ENSAYES DE LABORATORIO.



Prueba limites de consistencia



Prueba compresión simple



Prueba triaxial



Prueba de consolidación

EQUIPO DE LABORATORIO.

3. ENSAYES DE LABORATORIO.

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

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



LABRADO DE MUESTRA CÚBICA



MUESTRAS ALTERADAS OBTENIDAS DE
LOS SONDEOS PROFUNDOS

3.1 Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

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



EJECUCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO

3.2 Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

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

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia 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 II.

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

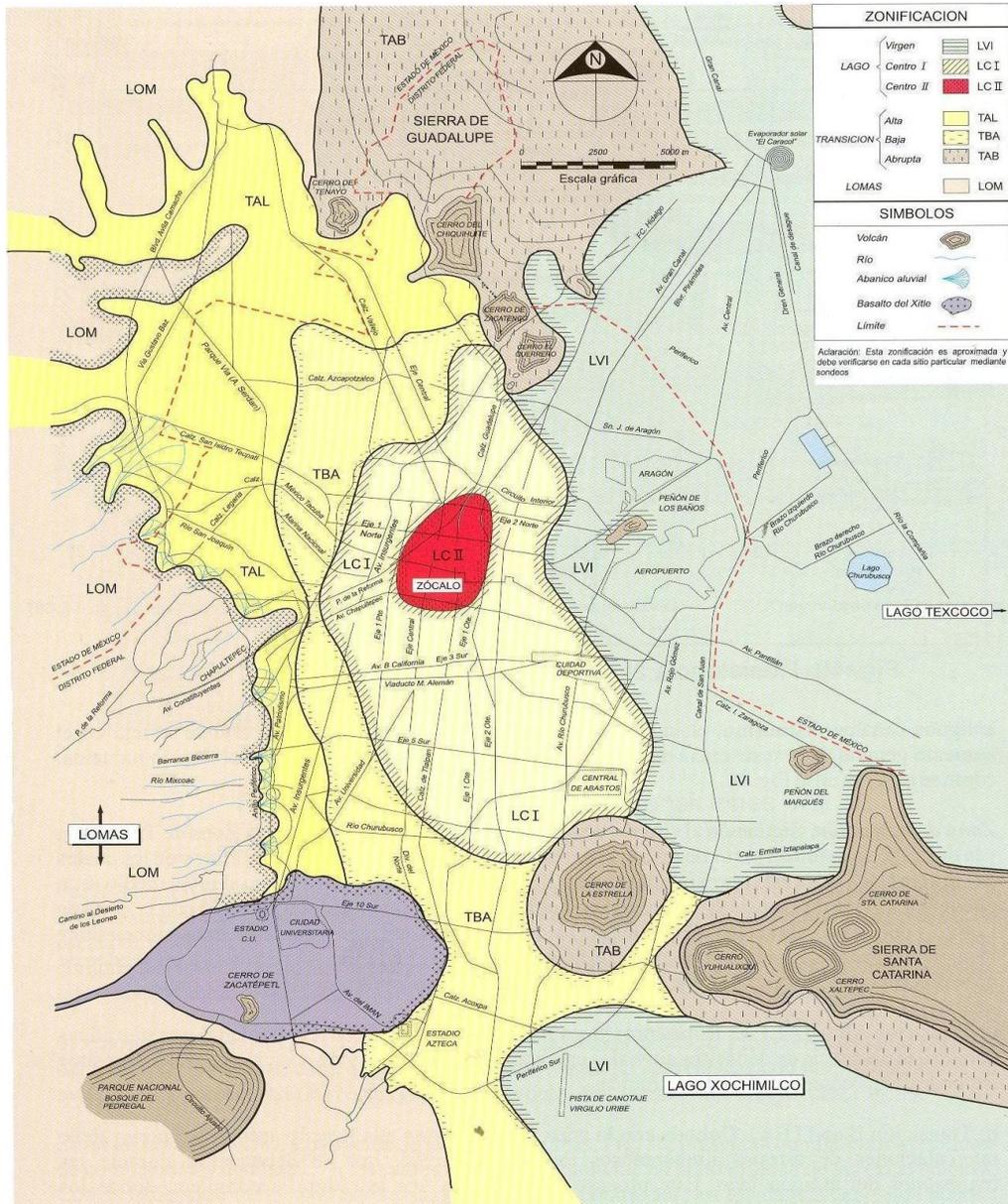


REALIZACIÓN DE PRUEBA TRIAXIAL.

En las figuras del Anexo II 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 II.

4. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO.



Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

4. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS 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 12.

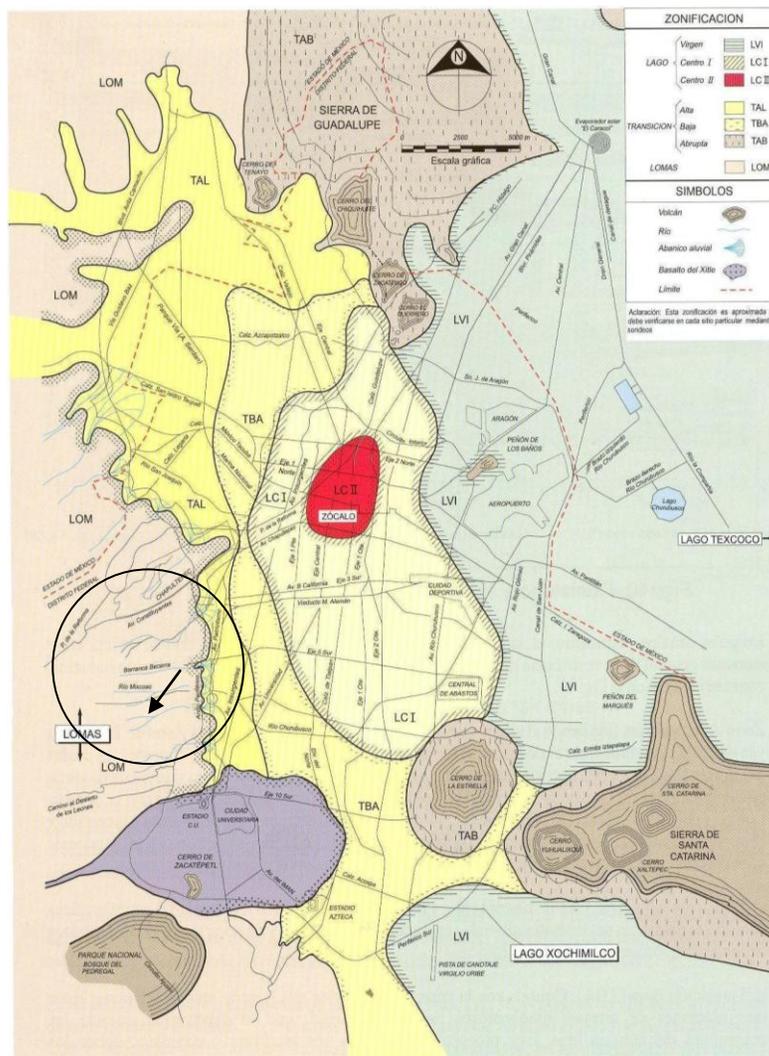


FIGURA 12. ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.



4.1 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.

4.2 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 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 transición de basaltos según la regionalización establecida por Del Castillo (1), donde se detectaron rellenos redepositados del lugar en forma natural o aluvial, tobas volcánicas, aglomerados, conglomerados de origen fluvial y la posibilidad de tener materiales de tipo glacial.

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 13 se presenta una planta con la ubicación del corte estratigráfico del subsuelo realizado hasta la máxima profundidad explorada y en la figura 14 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 banquetta.

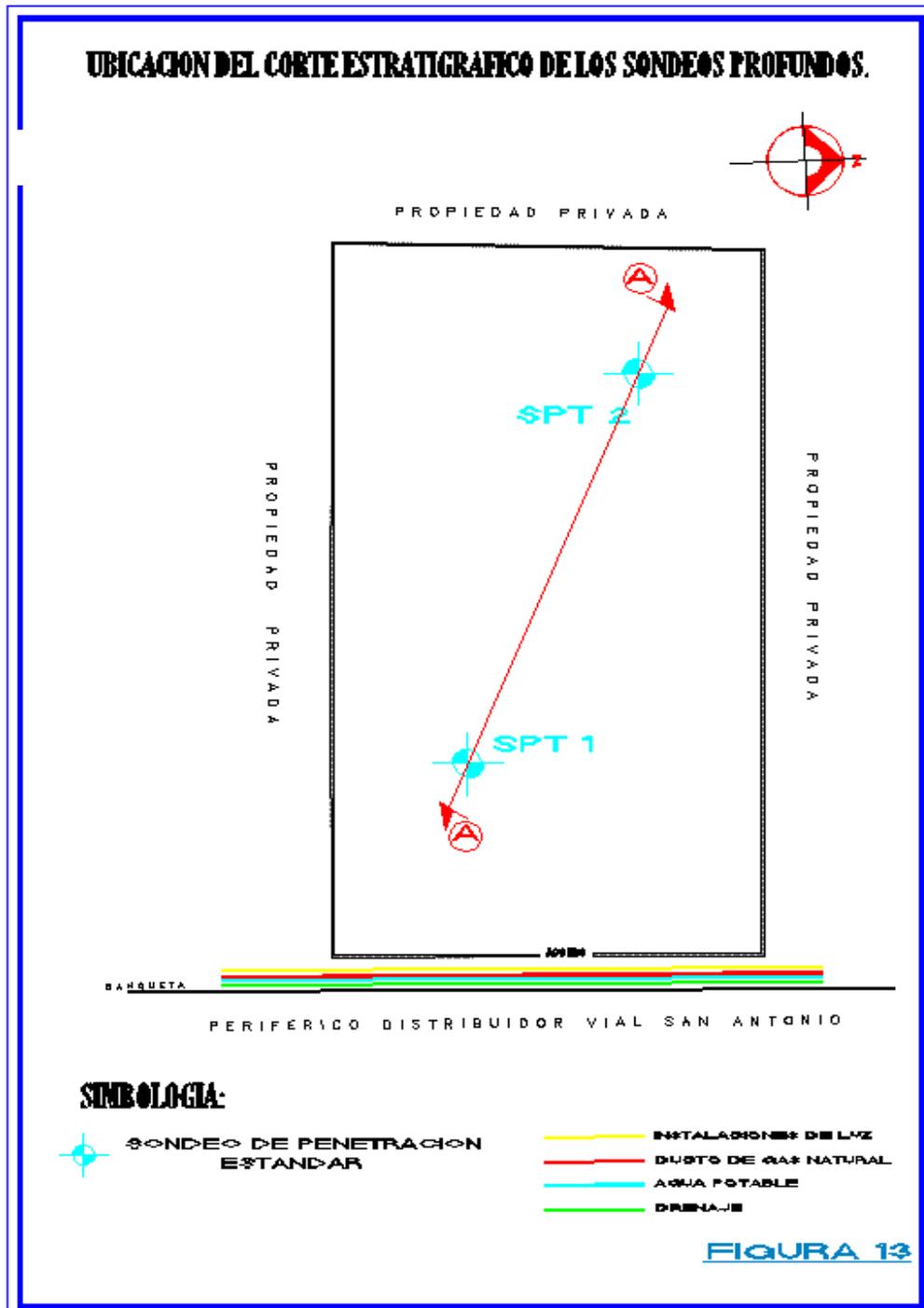


FIGURA 13. PLANTA DEL CORTE ESTRATIGRAFICO.

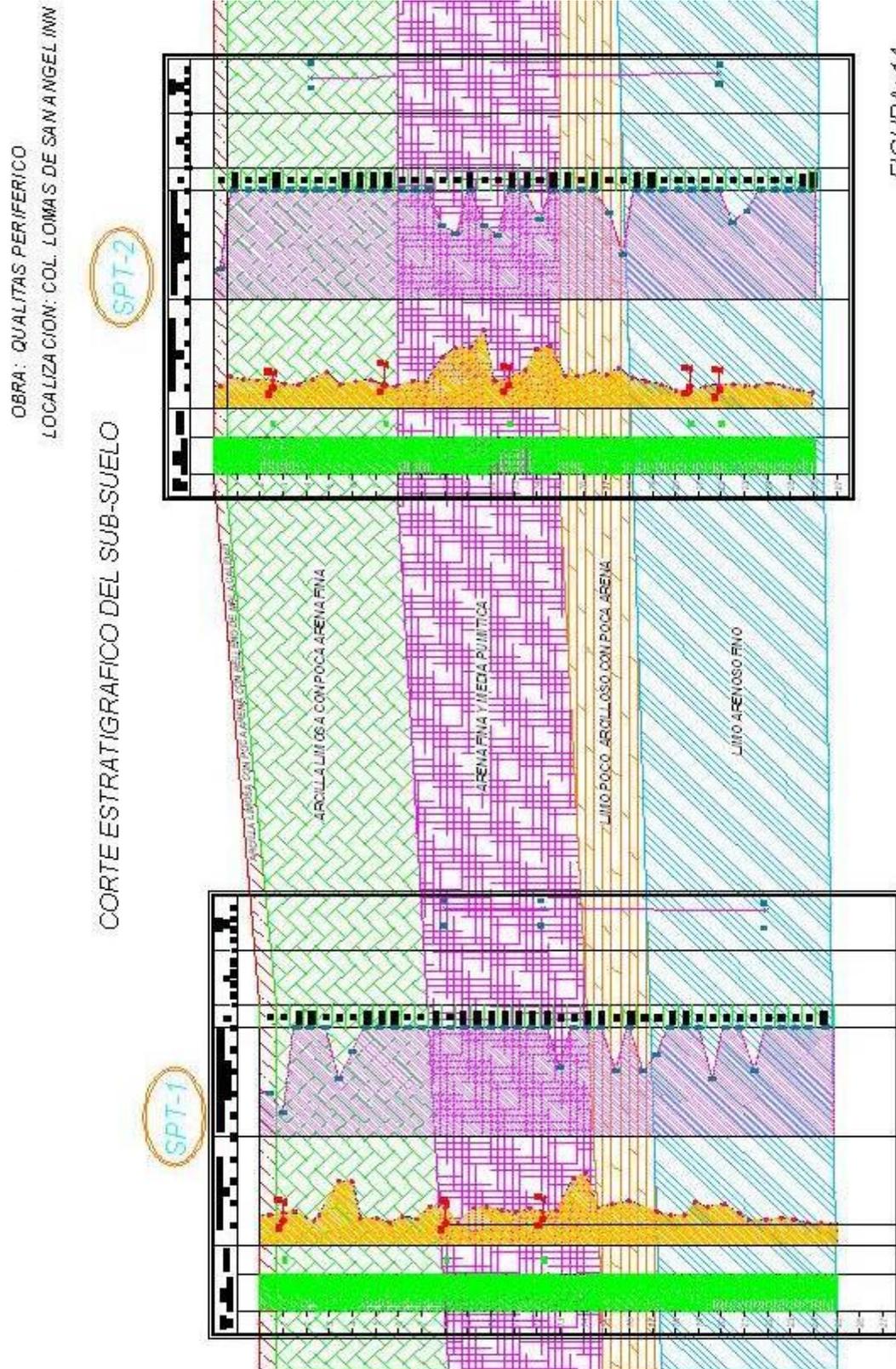


FIGURA 14

FIGURA 14. CORTE ESTRATIGRÁFICO GENERAL.



DESCRIPCION DEL SONDEO (SPT-1)

PROFUNDIDAD: 0.10 - 1.30 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 1.30 – 1.90 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 1.90 – 2.50 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 2.50 – 4.30 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 4.30 – 8.50 mts.

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.



PROFUNDIDAD: 8.50 – 13.30 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 13.30 – 15.10 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 15.10 – 17.50 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 17.50 – 18.10 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 18.10 – 18.70 mts.

Arena fina media y gruesa limosa café grisáceo, con contenido de humedad de 28%, de compacidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

PROFUNDIDAD: 18.70 – 19.90 mts.

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.



PROFUNDIDAD: 19.90 – 25.00 mts.

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 límite líquido igual a 33% y límite 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)

PROFUNDIDAD: 0.00 – 0.60 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 0.60 – 1.20 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 1.20 – 2.40mts.

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.

PROFUNDIDAD: 2.40 – 4.20 mts.

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 límite líquido igual a 33% y límite plástico de 19% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.

PROFUNDIDAD: 4.20 – 8.40 mts.

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.



PROFUNDIDAD: 8.40 – 9.60 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 9.60 – 12.00 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 12.00 – 12.60 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 12.60 – 13.80 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 13.80 – 15.00 mts.

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.

PROFUNDIDAD: 15.00 – 16.20mts.

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.

PROFUNDIDAD: 16.20 – 17.40mts.

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.



PROFUNDIDAD: 17.40 – 18.00 mts.

Arena pumítica gris claro con veta de limo arcilloso café en la parte inferior; con contenido de humedad de 36%; de compactación media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 golpes.

PROFUNDIDAD: 18.00 – 21.00 mts.

Limo poco arcilloso café con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 16 a 28%; de compactación 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.

PROFUNDIDAD: 21.00 – 24.60 mts.

Limo poco arcilloso café con poca arena fina, con un contenido de humedad variable de 21 a 24%; de compactación 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.

PROFUNDIDAD: 24.60 – 26.40 mts

Limo arenoso fino café grisáceo, con contenido de humedad variable de 15 a 20%; de compactación muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.

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

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

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

En el Anexo II 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.

5. DISEÑO GEOTÉCNICO.





5. DISEÑO GEOTÉCNICO.

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.

5.1 Alternativa mediante zapatas

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

5.1.1 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/m²

c: cohesión del material de apoyo, en ton/m².

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:

ϕ : 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.

γ : Peso volumétrico del suelo, arriba del nivel de desplante, en ton/m^3 .

N_γ : coeficiente de capacidad, adimensional y dado por:

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

El coeficiente N_γ 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 $3 \text{ ton}/\text{m}^2$, un ángulo de fricción de 28° , un peso volumétrico de $1.5 \text{ ton}/\text{m}^3$ 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 en condiciones estática y dinámica será 25 y $30 \text{ ton}/\text{m}^2$ respectivamente.

5.1.2 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.

5.1.3 Estado límite de falla

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

5.1.3.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

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

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

donde:

- ΣQ : combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.
- F_C : 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_R : factor de resistencia.

Una vez dimensionada la cimentación se hará la revisión correspondiente.



5.1.3.2 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:

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

donde:

- ΣQ : 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.

5.1.4 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:

- δ : Asentamiento bajo la cimentación, en m.
- u : relación de Poisson, adimensional.
- E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo de cimentación, en ton/m²
- P : presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m².
- B : ancho de la cimentación, en m.
- I_δ : 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/m², 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.



5.1.5 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.

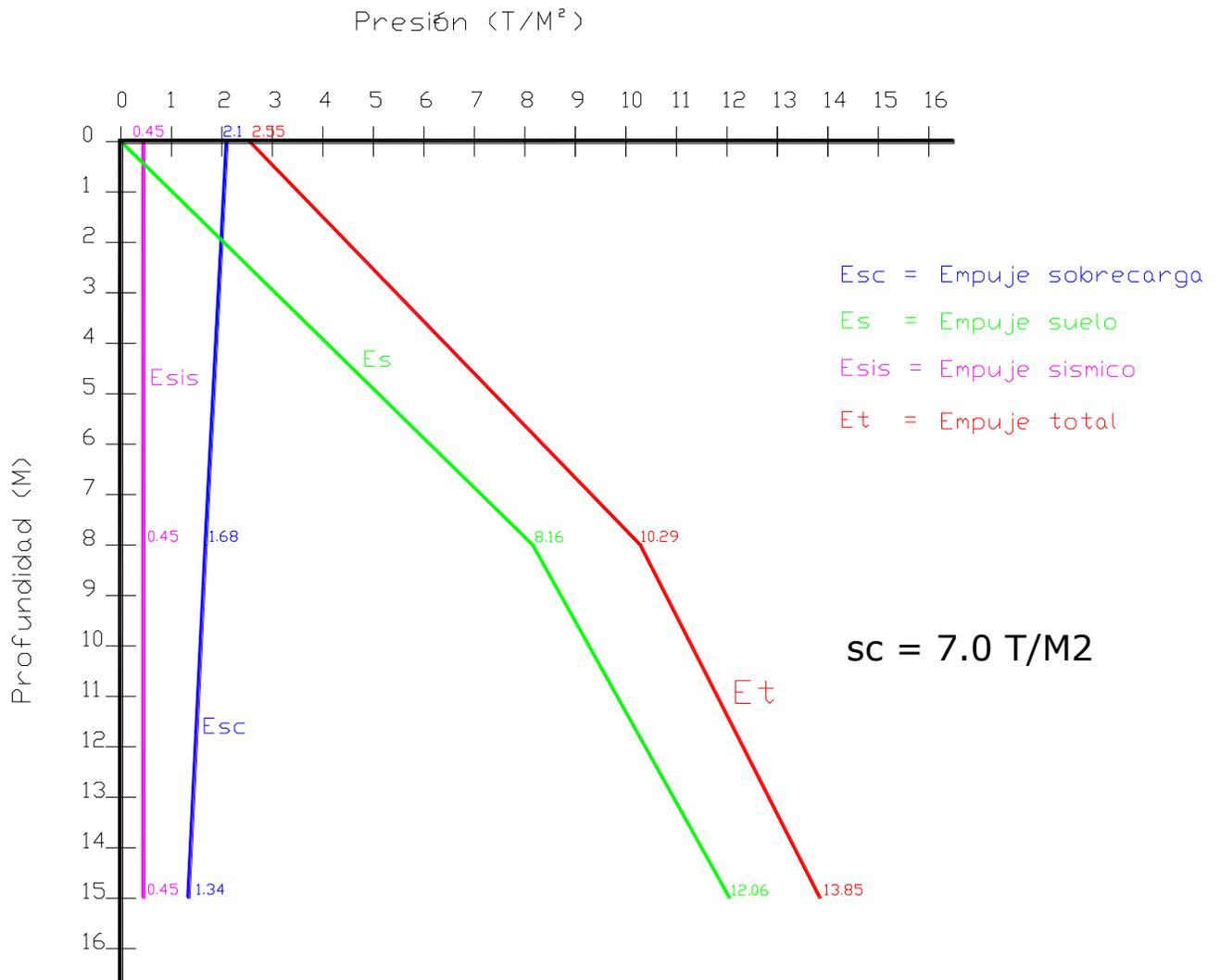
Las solicitaciones en condiciones dinámicas no deben de exceder la capacidad de carga admisible proporcionada, además de satisfacer la estabilidad de la estructura por las posibles solicitaciones a tensión contrarrestadas por las cargas gravitacionales.

5.1.6 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:

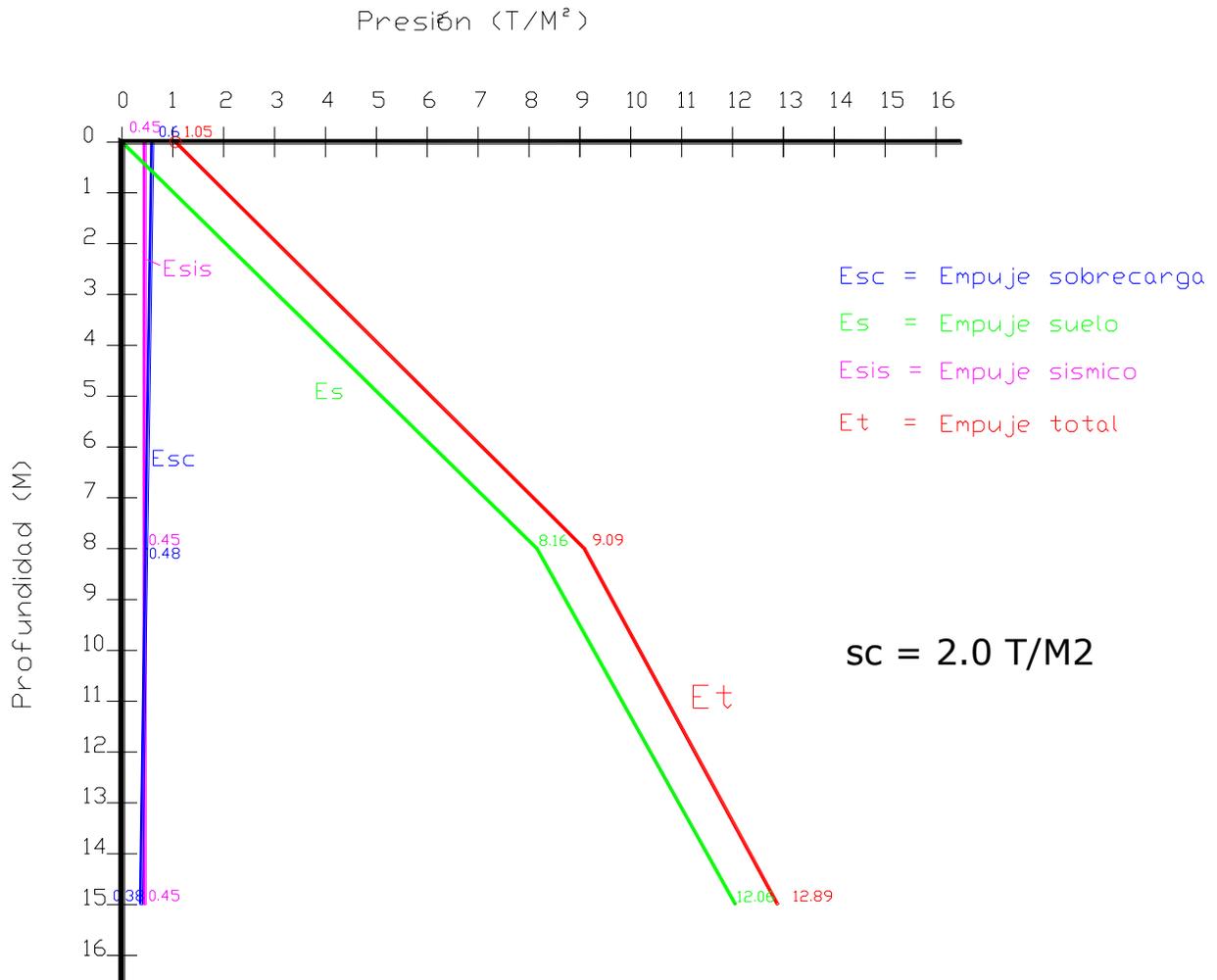
- + La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente 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 22 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.



EDIFICIO DE 7 NIVELES.

FIGURA No 22a DIAGRAMA DE EMPUJES DE MUROS RIGIDOS.



VIA PÚBLICA Y ESTRUCTURAS DE TRES NIVELES.

FIGURA No 22b DIAGRAMA DE EMPUJES DE MUROS RIGIDOS.



5.2 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, 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, en el caso de que la excavación se realice a 10 m de profundidad las pilas tendrían 12 m de longitud.

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.

5.2.1 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:

La capacidad de carga útil de las pilas (Q_a) se obtuvo de la siguiente expresión:
Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivo-friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

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

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



donde:

Qa: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.

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

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

Pv: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².

Ap: área transversal de la base de las pilas, en m².

Nq*: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional que es función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$Nq^* = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) Le / Lopt$$

siendo:

- **Nq_{min}:** coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.
- **Le:** longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.
- **Nq_{max}:** coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima.

Lopt, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$Lopt = 4 B \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

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

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

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/m² 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 33 en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 2 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

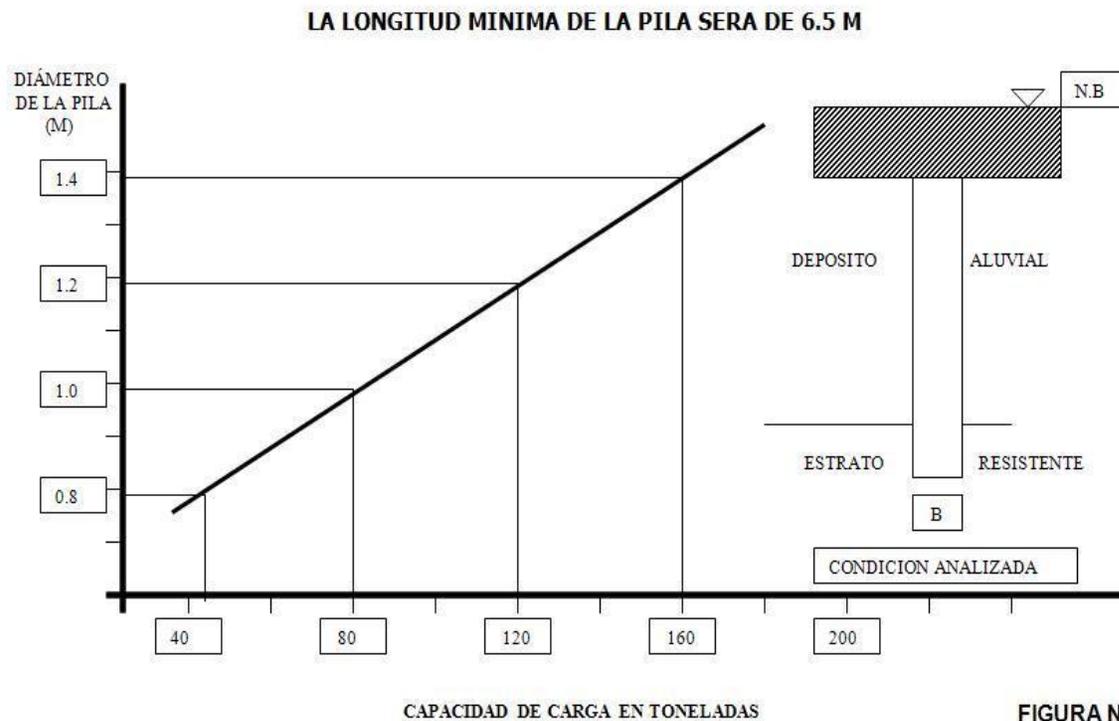


FIGURA No.

5.2.2 Dimensionamiento de las pilas

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

*Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.

*Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

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



5.2.3 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:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \leq R$$

donde :

- ΣQ : 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.

5.2.4 Estado limite 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:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \leq R$$

donde :

- ΣQ : 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 m²
- 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.



5.2.5 Estado limite de servicio

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

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

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 0.6, 0.8 y 1.0 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

5.2.6 Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas.

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

- 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.
- 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.
- 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
F.E.S. ARAGÓN.
TESIS



- 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.

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN.





6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN.

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

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/m².
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable a corto plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

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

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

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

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

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

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

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

El análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados. El análisis se realizó para determinar el factor de seguridad contra la falla general de todo el talud o local en parte de él para condiciones estáticas y dinámicas.

El procedimiento de análisis es interactivo, y 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^2 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 la figura siguiente.



FOTOS DEL SISTEMA DE DRENAJE.

Los materiales existentes entre la superficie y 8 m de profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccionantes, 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/m² sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se realizaron análisis del método de Dovelas y se empleo un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado. Los resultados se muestran en las figuras 17a a la 17g.

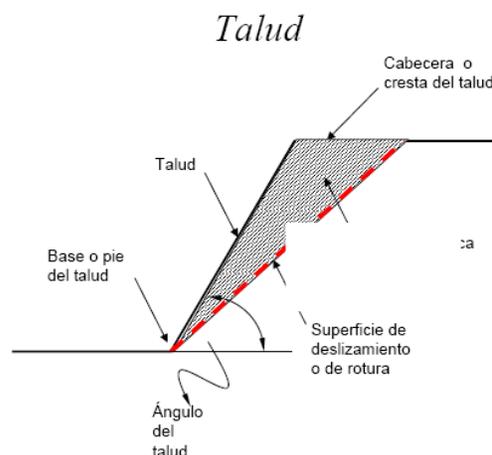
Considerando un talud vertical y las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 2 y 7 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulta menor de 1.5 que no es (admisibles) 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 INTRODUCCION DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

El talud es una inclinación o pendiente de un terreno que queda al excavar y tiene la forma que se muestra en la siguiente figura:





La estabilidad de taludes es un punto importante y necesario de determinar para todas las consideraciones geotécnicas al momento de realizar obras de ingeniería. Una caracterización útil del lugar de emplazamiento de cualquier obra de ingeniería que requiera taludes en su construcción requiere considerar los siguientes aspectos:

- Geología y estratigrafía del lugar, determinando espesor y orientación de las capas de suelo.
- Densidad o peso unitario de las capas de suelo.
- Parámetros de resistencia del suelo (cohesión y ángulo de fricción).
- Stress ejercido por la obra de ingeniería.
- Consideraciones sísmicas.
- Presencia de cuerpos de agua, entre otros aspectos.

La cantidad de parámetros en consideración y el gran número de opciones que puede contemplar el trazado de la obra hace que el cálculo de estabilidad de taludes no sea una labor trivial. La utilización de software se ha convertido en una herramienta útil y eficiente en el análisis de estabilidad, facilitando de sobremanera la tarea al geotécnico.

TALUDES EN EXCAVACIONES.

La estabilidad de una excavación depende de:

- a) La resistencia del terreno donde se excava el talud, caracterizada por sus parámetros
- b) de resistencia c y ϕ
- c) El peso unitario del terreno;
- d) La altura del talud;
- e) La pendiente del talud y
- f) La presión de poros

El mecanismo de falla crítico es usualmente una superficie profunda en terrenos cohesivos homogéneos, y un deslizamiento superficial en terrenos granulares homogéneos. En taludes heterogéneos la superficie crítica puede ser superficial ó profunda, dependiendo de la resistencia y el perfil del terreno.

La estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación en terrenos cohesivos es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, debido a que el terreno cercano a la excavación se expande bajo la reducción de esfuerzos, quedando más débil con el tiempo. Sin embargo, será necesario analizar la estabilidad de excavaciones para diferentes condiciones de la presión de poros:

1. Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo. Si el talud se excava total o parcialmente en talud granular, sin desarrollo de exceso de presión de poros al final de la construcción, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos.



Los valores de ϕ deberá ser determinados por ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas. Las presiones de poros son las de infiltración constante y pueden ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales.

Dichas resistencias se determinan por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión es la resistencia no drenada y puede ser determinada además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

Las presiones de poros internas no se consideran explícitamente en este análisis, los efectos de la presión de poros en ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Las presiones de poro inducidas en especímenes inalterados serán las mismas que en el campo en lugares donde los esfuerzos totales son los mismos, el uso de parámetros de resistencia en función de esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones a corto plazo, no drenadas.

Las presiones de agua externas deben ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea realizado en función de esfuerzos totales o efectivos.

2. Condición a Largo Plazo. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (CD ó S), consolidados – no drenados con medición de presión de poros (CU ó R) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.

3. Condición de Desembalse Rápido o Similar.

Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes inalterados. La interpretación de los ensayos y los procedimientos de análisis son similares a los descritos en el caso de terraplenes en suelo firme.

LADERAS NATURALES.

Si una ladera natural se modifica por cortes y rellenos, será necesario analizar la estabilidad de la misma para las diferentes condiciones de la presión de poros. Los terraplenes en laderas naturales pueden ser tratados de acuerdo a los procedimientos de terraplenes descritos anteriormente y los cortes o excavaciones en laderas naturales pueden ser analizados siguiendo los procedimientos descritos para taludes en excavaciones.



Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

La resistencia puede ser determinada utilizando ensayos triaxiales drenados (CD ó S); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de presión de poros (*CU* ó *R*) . Las presiones de poro pueden ser determinadas por mediciones de campo o utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y presiones de agua externas deben ser incluidas en el análisis.

TALUDES CON PROBLEMAS ESPECIALES.

Existen diferentes tipos de terreno que presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

Arcillas Duras Fisuradas y Lutitas: La resistencia cortante de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico). Existe evidencia que en este tipo de suelo, las fallas de los taludes pueden ser del tipo progresivo y que en un período largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

Loess: Debido a que este tipo de depósito contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que discurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud. Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

Suelos Residuales: Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión.

Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy difícil. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.



Arcillas Altamente Sensibles: Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.

Se realizan estudios geológicos detallados e investigaciones de sitio para obtener la información requerida para el análisis de nuevos taludes y el planeamiento de medidas correctivas en deslizamientos. El primer paso en el programa de exploración de campo es realizar un reconocimiento geológico, incluyendo un mapeo de campo del área. Las notas de campo deben registrarse en un mapa topográfico a gran escala. El reconocimiento debe anotar la uniformidad de la topografía, infiltración, existencia de trazas de deslizamientos antiguos, verticalidad de árboles y la condición de los taludes aledaños.

La localización de las perforaciones o calicatas debe planearse y fijarse en el campo durante esta etapa de la investigación.

Debe planearse un número suficiente de sondajes, de modo de obtener información detallada de la superficie y del subsuelo del área en estudio. Algunas veces debido a la topografía accidentada, el acceso del equipo puede ser difícil, por lo que puede necesitarse equipo especial montado en camiones. Se prefieren sondajes de gran diámetro a los de diámetro pequeño al perforar en área sujetas a deslizamientos, debido a que es a menudo posible el localizar el plano de falla, al examinar las muestras de una perforación de gran diámetro. Las zonas de corte o "slickensides" proporcionan evidencias de movimientos en el pasado. Se deben tomar muestras inalteradas a profundidades seleccionadas en la perforación y cuando se encuentre cambio en el tipo de suelo. En el caso de deslizamiento existente, deben tomarse de ser posible, muestras en la zona de falla. En algunos casos puede ser necesario que un geólogo entre en la perforación para examinar los lados de la misma en busca de zonas de falla, evidencia de movimientos o infiltración. La perforación en este caso, por precaución, deberá estar entubada. Las profundidades de los sondajes deberán extenderse por debajo del pie del talud, y de ser posible, deberán llegar a suelo firme o roca.

Para obtener información del nivel freático, los sondajes deben tener entubado perforado y relleno de grava, de modo que puedan realizarse mediciones a largo plazo de las fluctuaciones del nivel freático. También pueden instalarse piezómetros en localizaciones seleccionadas para medir presiones de poro. Algunas veces se pueden instalar piezómetros en sondajes, una vez que el muestreo se ha realizado.

En base al reconocimiento y a la información de los sondajes, deben dibujarse perfiles de la superficie y del subsuelo, indicando condiciones del suelo y el nivel freático. En los perfiles se deben indicar los pesos unitarios, ensayos de clasificación y de resistencia de laboratorio.



UTILIZACIÓN DE GRÁFICAS.

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente mediante la utilización de gráficas. Aunque las gráficas suponen taludes simples y condiciones uniformes del suelo, se pueden utilizar para obtener respuestas aproximadas para problemas más complejos si los taludes irregulares se modelan con taludes más simples y se utilizan valores promedio de peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.

ANÁLISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

Cuando las condiciones del sitio y los parámetros de resistencia al cortante han sido investigados apropiadamente, se puede efectuar el análisis detallado de estabilidad de taludes.

1. Método de Dovelas: Se pueden analizar superficies de falla circulares y no circulares. La masa deslizante se divide en una serie de dovelas verticales y se establece el equilibrio de las fuerzas que actúan en cada dovela. Existen diversos métodos para convertir el sistema indeterminado en determinado.
2. Método superficie de falla no circular en suelos con $\phi = 0$ ó $\phi > 0$. La descripción de las Fuerzas Actuantes, así como el Factor de Seguridad y el Equilibrio de Fuerzas y Momentos, así como los diferentes métodos se presentan en las láminas adjuntas.

MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

- 1.- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, da el mismo factor de seguridad en el análisis de $\phi = 0$ con superficies de falla circular.
- 2.- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), da error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.
- 3.- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poros bajas o altas, el Método Simplificado de Bishop es adecuado para el análisis de falla circular. El método es muy estable numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla es muy parada, casi vertical.
- 4.- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el Factor de Seguridad es muy sensible a la inclinación asumida de las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi > 0$, pero no conservador (10-15%) para $\phi = 0$.
- 5.- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.



6.- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio presentan ventajas y desventajas.

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

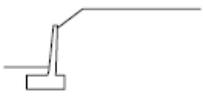
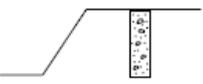
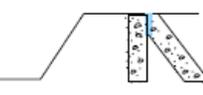
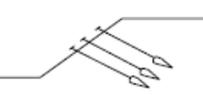
Un estudio geológico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla deberá determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla.

Si se estabiliza un derrumbe o deslizamiento mediante el tendido del talud o el uso de contrafuertes o estructuras de retención, la resistencia del suelo debe determinarse por métodos retrospectivos. Este valor de resistencia se usará en la evaluación del factor de seguridad después de la estabilización, o para estimar las cargas de diseño en la estructura de retención. Si existen diferencias entre las resistencias al cortante de laboratorio y del análisis retrospectivo, se usará este último ya que es un valor más confiable en el diseño de las obras de estabilización.

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS.

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
I EXCAVACION		
	1. Reducir la altura del talud con excavaciones en la parte superior.	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado. Algunas veces se incorpora drenaje a este método.
	2. Tendido del ángulo del talud.	
	3. Excavar banqueta en la parte del talud superior.	
	4. Excavar completamente la masa de deslizamiento.	
II DRENAJE		
	1. Drenes horizontales de pequeño diámetro.	1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de flujo libre.
	2. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas. Generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.	2. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería de salida. Debe colocarse tubería perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá impermeabilizarse.
	3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18-36 pulgadas de diámetro.	3. Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad. Varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje. La parte superior de cada pozo deberá ser impermeabilizado.
	4. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados. Sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión.	4. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.
II CONTRA FUERTE TIERRA O ROCA (O BERMAS DE RELLENO)		
	1. Excavación de la masa deslizado y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.	1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se Puede requerir calzaduras de estructuras existentes. Si la estabilidad es crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.
	2. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más allá del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la bermas.	2. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra. Por debajo o a través de las bermas.

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS.

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
IV ESTRUCTURAS DE RETENCION		
	1. Muro de contención del tipo entramado o cantiliver.	1. Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser anclados.
	2. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 18-36 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	2. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes. Puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizados en deslizamientos profundos.
	3. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados a batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	3. El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes. Los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.
	4. Pernos de anclaje en roca y suelo.	4. Pueden ser usados de taludes altos y en área muy limitadas. Debe ser usado un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.
V TECNICAS ESPECIALES		
	1. Grouting 2. Inyección Química	1 y 2. Usados satisfactoriamente en varios casos. En otros casos no fue satisfactorio. La teoría no está completamente desarrollada
	3. Electromosis (en suelos finos)	3. Generalmente costoso.
	4. Congelamiento 5. Calentamiento	4 y 5. Métodos que deben ser específicamente evaluados en cada caso. Puede ser costoso. Todas estas técnicas deben ser evaluados cuidadosamente para determinar el costo y efectividad.



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/m², actuando en un área contigua a la corona del talud.

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

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

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

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

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

Para una cohesión, un ángulo de fricción interna y un peso volumétrico 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 colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad.



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 17a - 17g, 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 (18 a 25 del anexo 3), 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.



FOTOS DE UN MURO ANCLADO.

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/cm² en la siguiente forma:

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

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiera capacidad de proyecto. De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una

vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

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

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 18 a 25.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1,3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.



ANCLAS.



6.4.1 Tensión y longitud de anclas.

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

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

$$P = P_i \tan \phi \ D_a L_a \pi \ F_R$$

donde:

P: capacidad del ancla, en ton.

P_i: presión de inyección de la lechada , 10 Kg/cm²

D_a: diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm

L_a: longitud del ancla, en m

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

π: 3.1416

F_R: factor de reducción igual a 0.5

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 18 a 25.

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.



FOTOS DE LAS ANCLAS.

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes se presentan en las figuras 17a a 17g y se resumen en la siguiente tabla:

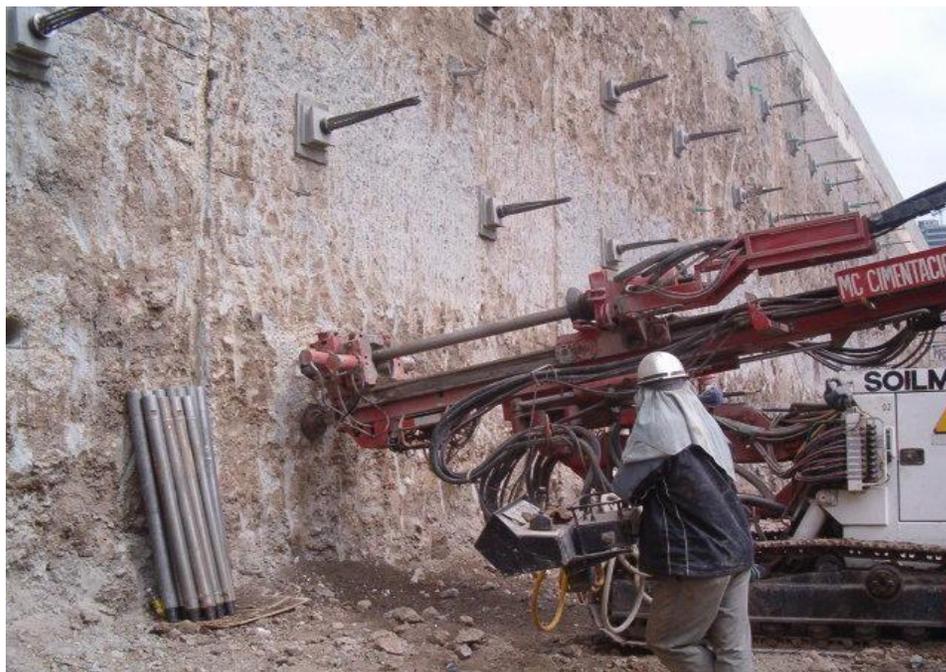
PROGRAM SLIDE

CONDICIONES	ANCLAS	SOBRE CARGA TON/M ²	(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.



MURO ANCLADO Y EXCAVACIÓN.



MURO ANCLADO.



6.5 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 banquetta. (Ver figuras 18 a 25).

6.6 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.

6.7 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.

6.8 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 18 a 25) y dimensiones de 1.0 x 1.0 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

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



EN ESTA FOTO SE PUEDEN APRECIAR LAS CAJAS DONDE IRAN LAS ANCLAS.



ARMADO DE LAS CAJAS.

Se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobreespesor de 10 cm más y exterior como se muestra en las figuras 18 a 25.



MURO ANCLADO.



VISTA DEL ANCLA.

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 18 a 25.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista 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 15 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 distanciados 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.



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 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 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 alambrión 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.



APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO.

Se instalarán las anclas formando un ángulo de 10° respecto a la horizontal e instalación será siempre perpendicular a la cara del talud de proyecto, excepto el primer cinturón de la colindancia oriente que se dejará a 45 grados, y el cual podrá variarse si se detectan servicios públicos más debajo de 1.8 m con respecto al nivel de banquetta.

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 18 a 25, 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 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 colocarán 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.



6.9 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 constantemente examinada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

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

Referencias Superficiales.

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

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

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

Testigo Superficial.

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para



desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de Instalación.

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

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

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

a) Testigos superficiales.

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

Procedimiento de medición.

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

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

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

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

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



Banco de nivel flotante.

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

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

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

Profundidad de instalación

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

Perforación

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

Instalación

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe 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 pulgada.

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 tapa 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.

7. CONCLUSIONES.



FOTOS DEL PROYECTO.



7.- CONCLUSIONES.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

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 m².

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.

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.

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.

El terreno en estudio cuenta con un área de 1,166.53 m² aproximadamente, tiene una forma regular y presenta una superficie plana con un desnivel ascendente de oriente a poniente de hasta 1.7 m aproximadamente.

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.

La investigación del subsuelo tuvo como finalidad averiguar el estado natural del 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.



En la figura 4a se presentó un croquis del terreno con la ubicación en planta de cada uno de los pozos a cielo abierto excavados y de los sondeos profundos, y en las figuras 5 a 7 se presentaron los perfiles de cada uno de los pozos excavados.

En las figuras 8 y 9 se presentaron los registros de campo de los sondeos profundos realizados, y en las figuras 10 y 11 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos realizados en el interior del predio.

ENSAYES DE LABORATORIO.

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

CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO.

De acuerdo a la zonificación geotécnica el sitio en estudio se localiza en la zona de Lomas o Pétrea.

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 compactidad 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 detectó 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 compactidad 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 compactidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar de 31 a más de 50 golpes.

En la figura 13 se presenta una planta con la ubicación del corte estratigráfico del subsuelo realizado hasta la máxima profundidad explorada y en la figura 14 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 banquetta.

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 se consideró y 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 kg/cm^3 .

DISEÑO GEOTÉCNICO.

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. Como se muestra en las figuras 15 y 16.

Alternativa con zapatas

Se considero que los materiales de apoyo serán materiales arenosos de tipo pumítico con una cohesión de 3 ton/m^2 , un ángulo de fricción de 28° , un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 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^2



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 ²)	CORRIDAS Qa=(TON/M ²)	AISLADAS Qa=(TON/M ²)	CORRIDAS Oa=(TON/M ²)
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

Para el dimensionamiento de la cimentación se tomó la carga que resultó 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

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.

Considerando un módulo de elasticidad del manto de apoyo de 5,000 ton/m², 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 contrarrestadas por las cargas gravitacionales.

En la figura 16a se muestran los valores obtenidos en forma gráfica la envolvente de los empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.



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 15 y 16.

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.

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.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 6 ton/m^2 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 16 b en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 2 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales estimadas y a las que estarán sometidas, se estimaron 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, obteniéndose 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.



En el capítulo 5 se describió el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas.

ESTABILIDAD DE TALUDES

Se revisó la estabilidad del talud vertical que se requirió dejar para la excavación que se realizara y construir los sótanos previstos.

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/m².
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable a corto plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

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

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

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

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

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

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



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

El análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados.

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

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

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

El concreto lanzado que se usará será de 6 cm de espesor y 150 kg/cm^2 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.

Los materiales existentes entre la superficie y 8 m de profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccionantes, 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^2 sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se realizaron análisis del método de Dovelas y se empleo un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado. Los resultados se muestran en las figuras 17a a la 17g

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^2 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.

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos que se muestran en las figuras 17a-17g, 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 incrementa el factor de seguridad de la estabilidad.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, ver figuras (18 a 25), 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 reperforación. 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/cm² 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 adquiera capacidad de proyecto. De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

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

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 18 a 25.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1,3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 18 a 25.

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes se presentan en las figuras 17a a 17g y se resumen en la siguiente tabla:



PROGRAM SLIDE

CONDICIONES	ANCLAS	SOBRE CARGA TON/M ²	(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.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS

En el capítulo 6 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 banquetta. (Ver figuras 18 a 25).

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.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al



comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestas.

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 15 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 distanciados 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 ¾" de diámetro y un tubo de retorno de ½" 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 $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$. La presión de inyección será de 10 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 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 $f'c= 150 \text{ Kg/cm}^2$, reforzada con una malla electrosoldada 6x6/6-6 con un límite de fluencia (f_y) igual a 5000 Kg/cm^2 .

La malla se colocará mediante escantillones o anclas cortas de acero de ½" 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 alambrión de ½" 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.

Se instalarán las anclas formando un ángulo de 10° respecto a la horizontal e instalación será siempre perpendicular a la cara del talud de proyecto, excepto el primer cinturón de la colindancia oriente que se dejará a 45 grados, y el cual podrá variarse si se detectan servicios públicos más debajo de 1.8 m con respecto al nivel de banqueteta.

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 18 a 25, 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
F.E.S. ARAGÓN.
TESIS



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 específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizaran 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 6.

ANEXO 1.

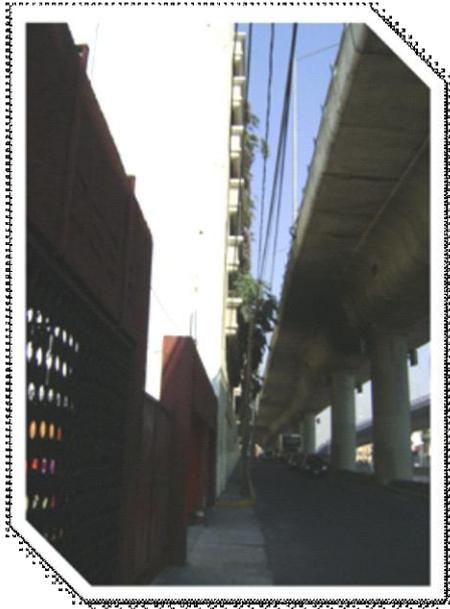
REPORTE
FOTOGRAFICO



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 realizo 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 donde se aprecian las capas superiores del suelo, debajo de la losa de concreto.



Relleno del pozo 2 terminado, posteriormente de haber hecho la exploración requerida.



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 15 cm.



Llegada del equipo de perforación, para realizar los Sondeos de Penetración Estandar



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 realizará la exploración profunda número dos.



Inicio del barrenado 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.



Muestra de suelo obtenida después de haber realizado el hincado del tubo partido y haberlo recuperado.



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

ANEXO 2.

PRUEBAS DE LABORATORIO

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-1

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²				
1	0.10	467	3.50	58.70	47.80	24.60		ARCILLA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA			
	0.70										
2	0.70	371	3.60	95.10	73.90	30.16		ARCILLA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA			
	1.30										
3	1.30	438	3.50	81.00	62.10	32.25		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA/			
	1.70							FINA			
4	2.20	530	3.50	93.90	76.60	23.67		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO (MAT. CEMENTADO)			
	2.50										
5	2.50	439	3.50	90.30	71.10	28.40		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO			
	2.65										
6	3.10	511	3.50	81.40	52.40	59.30		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO			
	3.70										
7	3.70	241	3.40	78.80	50.90	58.74		ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO			
	4.30										
8	4.30	318	3.50	107.50	86.10	25.91		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	4.43										
9	4.90	424	3.50	112.00	90.10	25.29		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	5.25										
10	5.50	326	3.50	96.90	80.10	21.93		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	5.75										
11	6.10	515	3.50	106.70	85.20	26.32		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	6.25										
12	6.70	557	3.50	87.80	70.90	25.07		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	6.85										
13	7.30	460	3.50	106.80	79.10	36.64		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	7.45										
14	7.90	421	3.50	111.60	83.10	35.80		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	8.20										

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-1

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
15	8.50	414	3.60	101.60	84.00	21.89		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	8.65										
16	9.10	330	3.60	101.30	75.90	35.13		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	9.40										
17	9.70	379	3.50	94.20	69.90	36.60		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	9.95										
18	10.30	393	3.50	102.00	77.50	33.11		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	10.65										
19	10.90	389	3.60	108.60	82.80	32.58		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	11.30										
20	11.50	555	3.50	92.50	69.90	34.04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	11.90										
21	12.10	426	3.50	94.10	71.70	32.84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	12.40										
22	12.70	510	3.50	109.10	82.40	33.84		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	13.00										
23	13.30	312	3.40	80.00	50.90	61.26		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	13.90										
24	13.90	527	3.50	93.10	57.20	66.85		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	14.35										
25	14.50	344	3.40	95.70	71.70	35.14		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	14.80										
26	15.10	372	3.60	106.10	77.80	38.14		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	15.40										
27	15.70	493	3.50	98.60	70.80	41.31		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	16.30										
28	16.90	412	3.50	96.50	74.40	31.17		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA			
	17.50										
29	17.50	533	3.50	106.40	83.30	28.95		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO			
	18.10										

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-2.

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION		
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²			
30	18.10 18.70	548	3.50	99.70	78.50	28.27		ARCILLA FINA, MEDIA Y GRUESA LIMOSA CAFÉ GRISACEO		
31	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 CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
34	20.50 21.10	483	3.50	88.50	68.50	30.77		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
35	21.10 21.25	555	3.50	107.10	86.50	24.82		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
36	21.70 22.15	444	3.60	96.60	78.50	24.17		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
37	22.30 22.90	518	3.50	75.90	61.10	25.69		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
38	22.90 23.35	558	3.50	98.40	79.90	24.21		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
39	23.50 23.95	434	3.40	73.20	60.90	21.39		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
40	24.10 24.55	475	3.50	90.00	74.70	21.49		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		
41	24.70 25.00	498	3.50	100.60	83.20	21.83		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA		

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION		
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²			
1	0.00 0.60	484	3.50	128.00	106.90	20.41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y FRAG. DE TABIQUE ROJO (RELLENO)		
2	0.60 0.85	553	3.50	140.10	109.20	29.23		ARENA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO		
3	1.20 1.35	527	3.50	108.10	85.40	27.72		ARENA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO		
4	1.80 1.95	458	3.40	110.60	88.00	26.71		ARENA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO		
5	2.40 2.70	421	3.50	121.70	97.20	26.15		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO		
6	3.00 3.15	438	3.50	128.90	104.80	23.79		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO		
7	3.60 3.75	447	3.40	107.80	88.80	22.25		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO CLARO		
8	4.20 4.35	430	3.50	105.30	84.10	26.30		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
9	4.80 4.95	539	3.50	95.30	72.30	33.43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
10	5.40 5.53	522	3.50	115.00	93.60	23.75		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
11	6.00 6.30	533	3.50	142.10	114.00	25.43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
12	6.60 7.00	554	3.50	130.40	104.00	26.27		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
13	7.20 7.60	560	3.50	132.40	110.20	20.81		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		
14	7.80 7.95	521	3.50	119.90	100.30	20.25		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA		

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-2.

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
15	8.40	501	3.50	130.60	104.70	25.59		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	8.85										
16	9.00	532	3.50	124.50	100.50	24.74		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CON POCA ARENA FINA			
	9.45										
17	9.60	535	3.50	123.60	85.00	47.36		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	10.20										
18	10.20	515	3.50	106.90	70.10	55.26		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	10.80										
19	10.80	517	3.50	106.70	69.30	56.84		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	11.40										
20	11.40	473	3.50	105.40	62.90	71.55		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	12.00										
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			
	13.80										
24	13.80	472	3.50	85.90	56.90	54.31		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	14.20										
25	14.40	541	3.50	98.60	64.00	57.19		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA 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 POMITICA GRIS CLARO			
	16.80										

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-2.

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
29	16.80	464	3.50	103.70	79.50	31.84		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POMITICA GRIS CLARO			
	17.25										
30	17.40	559	3.50	107.70	80.10	36.03		ARENA POMITICA GRIS CLARO CON VETA DE LIMO ARCILLOSO CAFÉ EN LA PARTE INF.			
	17.70										
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	431	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										

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
43	25.20	433	3.50	117.80	100.90	17.35		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO			
	25.45										
44	25.80	423	3.50	151.60	132.70	14.63		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO			
	26.10										

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: PCA - 1.

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
BOLSA	0.27	314	3.40	71.00	54.40	32.55		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA			
	0.95							FINA			
BOLSA	0.95	378	3.50	56.30	40.50	42.70		LIMO ARENOSO CAFÉ GRISACEO (MAT. CEMENTADO)			

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: PCA - 2.

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
BOLSA	0.47	525	3.50	68.50	56.30	23.11		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA			
	0.94							FINA			
BOLSA	0.94	532	3.50	64.50	46.00	43.53		LIMO ARENOSO CAFÉ GRISACEO (MAT. CEMENTADO TOBA)			
	1.35										

CONTENIDO DE AGUA.

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: PCA - 3.

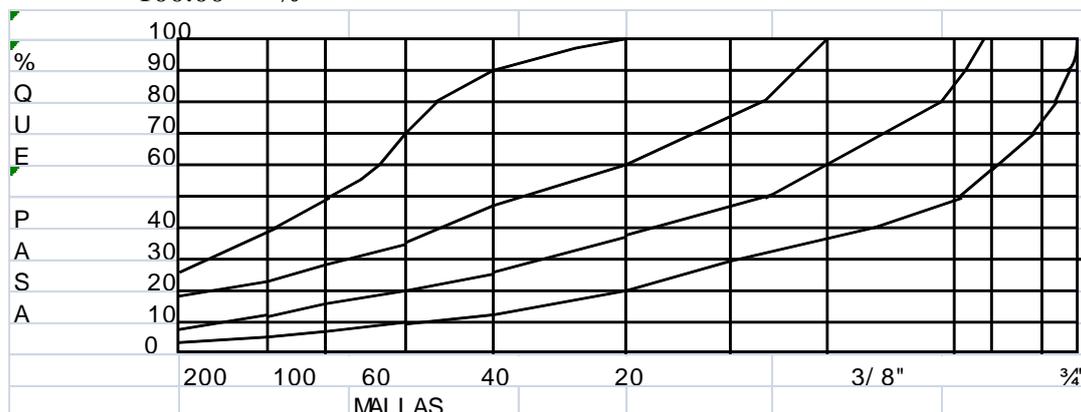
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
1	0.00	531	3.50	90.60	70.50	30.00		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA			
	2.05										
2	2.05	417	3.50	70.00	58.30	21.35		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA			
	2.35							(MATERIAL CEMENTADO)			
3	2.35	529	3.50	82.70	70.20	18.74		LIMO ARENOSO CAFÉ GRISACEO (TOBA)			
	2.45										

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO. MUESTRA: 20

PROYECTO: QUALITAS PERIFERICO. **SONDEO:** SPT-2 **PROFUNDIDAD:** 11.40 - 12.00 Mts.

DATOS:			
W TARA:	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 %

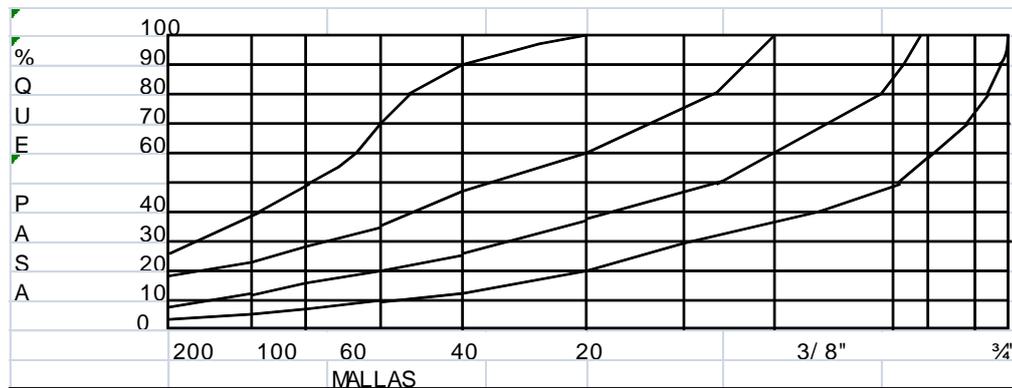


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO. MUESTRA: 28

PROYECTO: QUALITAS PERIFERICO. **SONDEO:** SPT-2 **PROFUNDIDAD:** 16.20-16.80 Mts.

DATOS:			
W TARA:	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	%



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO. MUESTRA: 6

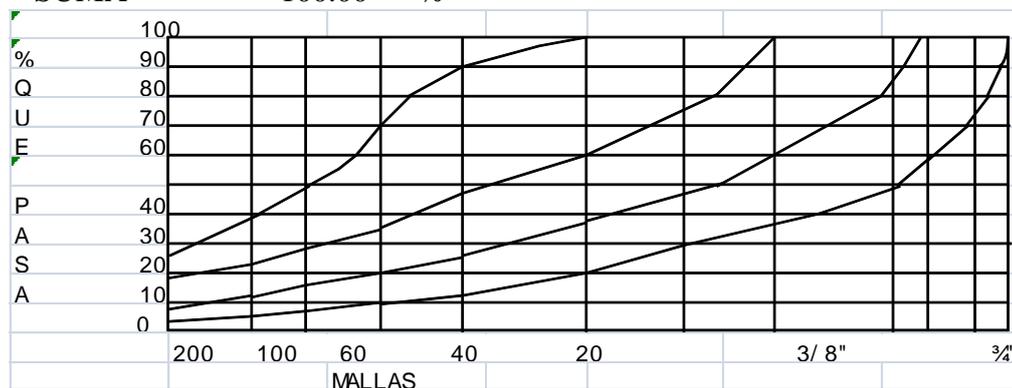
PROYECTO: QUALITAS PERIFERICO. **SONDEO:** SPT-1 **PROFUNDIDAD:** 3.10-3.70 Mts.

DATOS:

W TARA: 3.50 Gr Ws+T 52.40 Gr
 Ws: 48.90 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	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 %



PORCENTAJE DE FINOS

OBRA: QUALITAS PERIFERICO.

SONDEO: SPT-1 Y SPT-2.

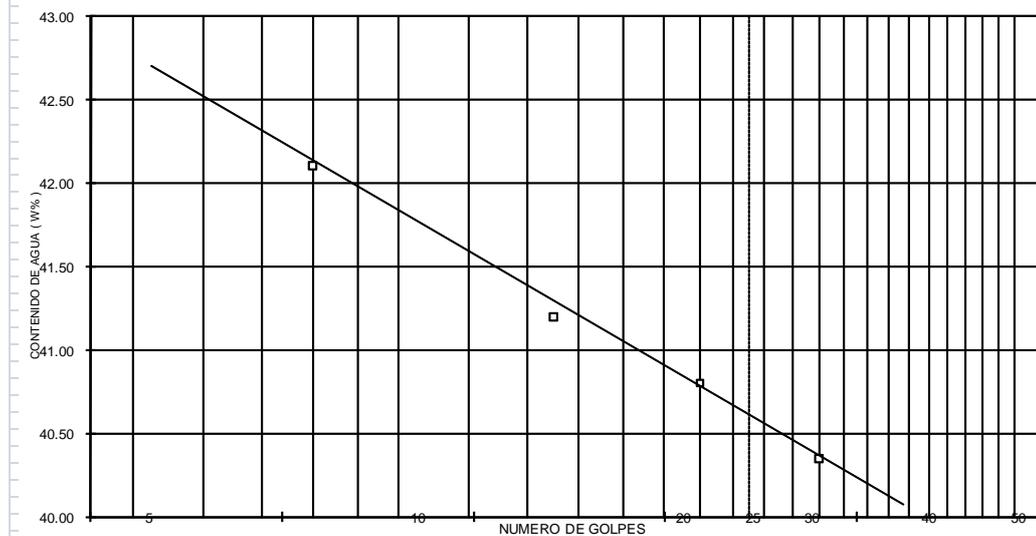
Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT - 1	14	7.90 - 8.20	83.10	24.10	3.50	79.60	59.00	74.12
	21	12.10 - 12.40	71.70	19.90	3.50	68.20	51.80	75.95

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT - 1	36	21.70-22.15	78.50	23.60	3.60	74.90	54.90	73.30
SPT-2	8	4.20-4.35	84.10	31.40	3.50	80.60	52.70	65.38
	37	21.60-22.20	105.80	32.70	3.50	102.30	73.10	71.46

LIMITES DE CONSISTENCIA.

SONDEO Nº:	SPT - 1	MUESTRA:	2	PROF.:	0.70 - 1.30	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ					
LIMITE LIQUIDO						
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%	
30	114	17.50	13.13	2.30	40.35	
22	20	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						
	93	6.50	5.70	2.30	23.53	
	136	6.60	5.80	2.20	22.22	

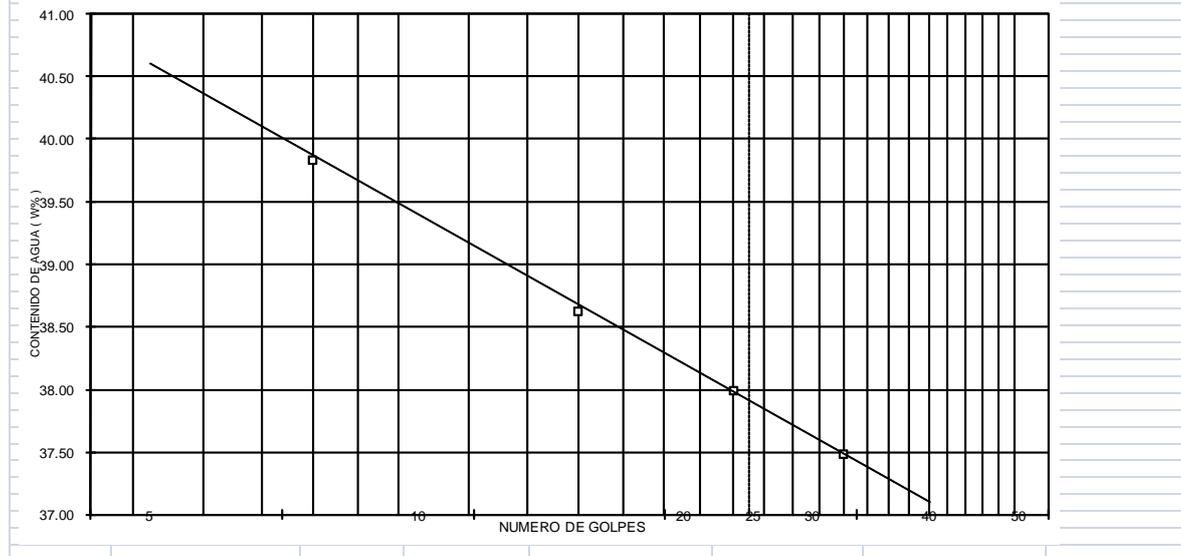
	LL.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	40.67	22.88	17.79	CL



LIMITES DE CONSISTENCIA.

SONDEO Nº:	SPT - 1	MUESTRA:	14	PROF.:	7.90 - 8.20	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ					
LIMITE LIQUIDO						
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%	
32	88	19.00	14.42	2.20	37.48	
24	46	18.40	13.94	2.20	37.99	
16	79	18.20	13.77	2.30	38.62	
8	146	18.60	13.90	2.10	39.83	
LIMITE PLASTICO						
	104	6.70	5.90	2.30	22.22	
	47	6.90	6.10	2.20	20.51	

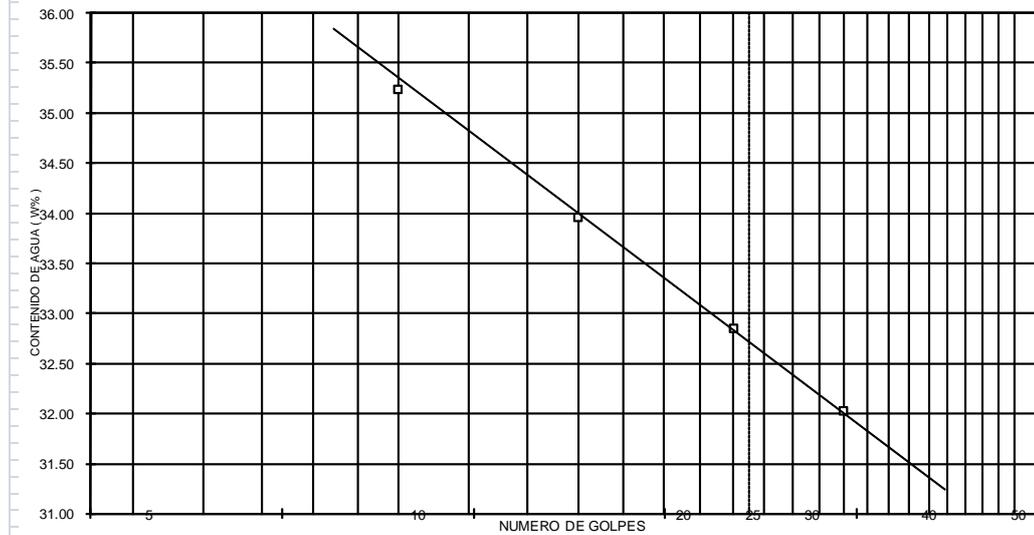
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	37.88	21.37	16.51	CL



LIMITES DE CONSISTENCIA.

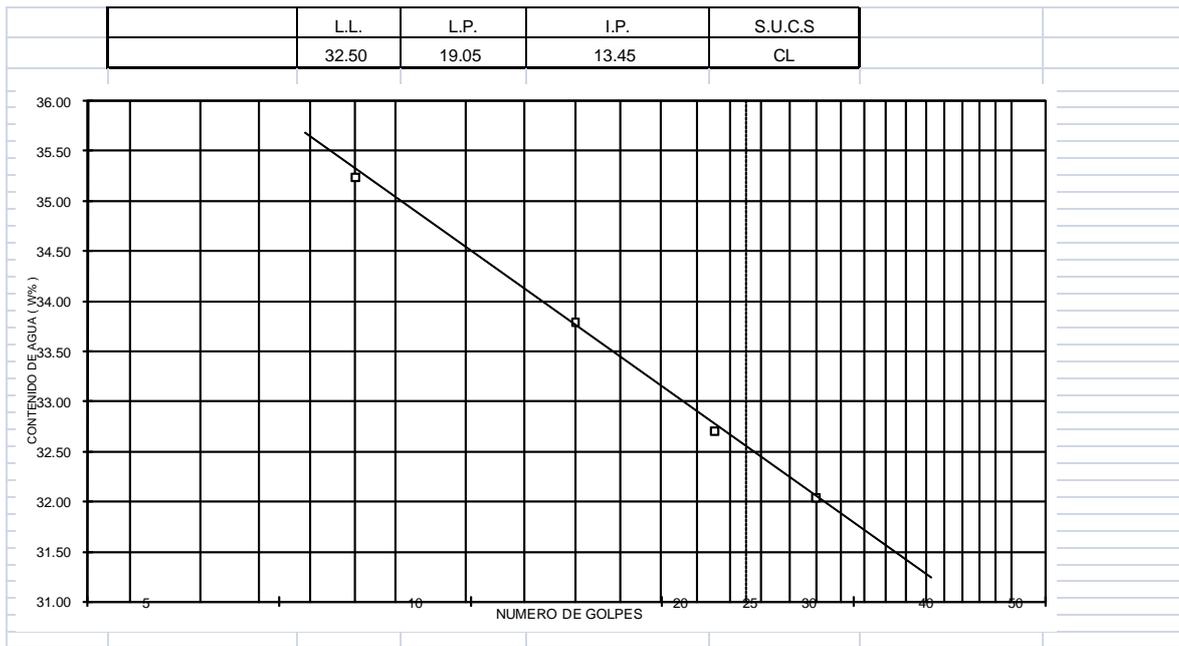
SONDEO Nº:	SPT - 1	MUESTRA:	36	PROF.:	21.70-22.15	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ					
LIMITE LIQUIDO						
	Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	32	10	15.60	12.35	2.20	32.02
	24	122	14.90	11.76	2.20	32.85
	16	132	16.30	12.70	2.10	33.96
	10	112	16.00	12.43	2.30	35.24
LIMITE PLASTICO						
		7	6.10	5.60	2.70	17.24
		71	6.40	5.90	2.70	15.63

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	32.70	16.43	16.27	CL



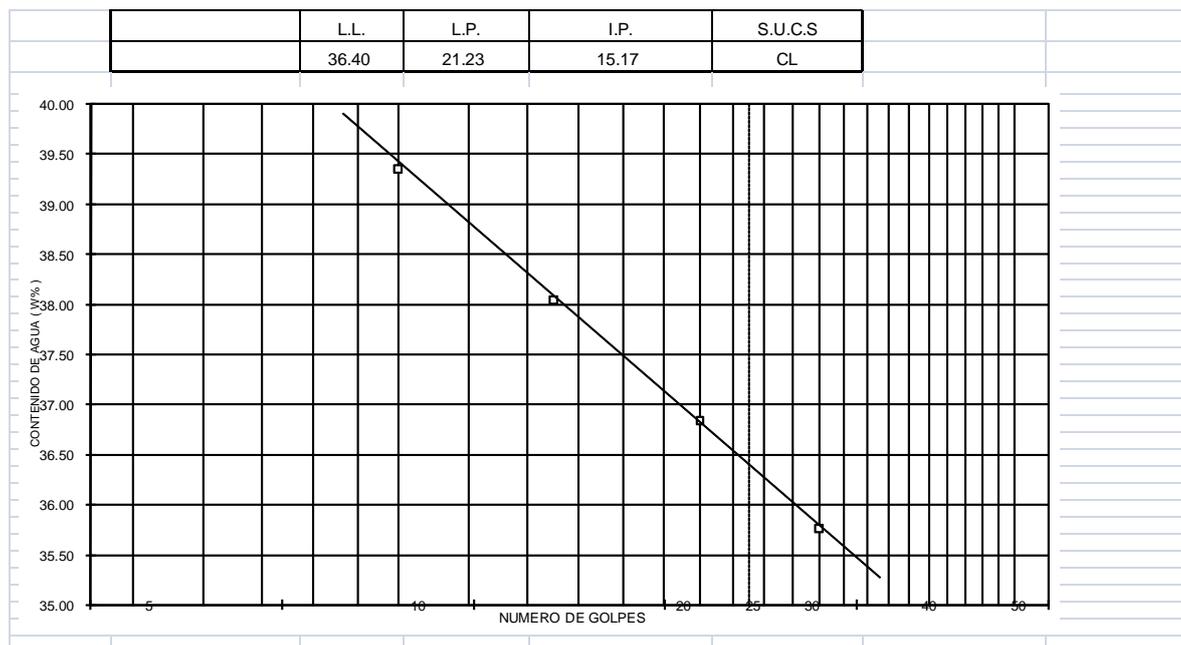
LIMITES DE CONSISTENCIA.

SONDEO Nº:	SPT-2	MUESTRA:	5	PROF.:	2.40-2.70	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO					
LIMITE LIQUIDO						
	Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	30	89	15.80	12.50	2.20	32.04
	23	13	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



LIMITES DE CONSISTENCIA.

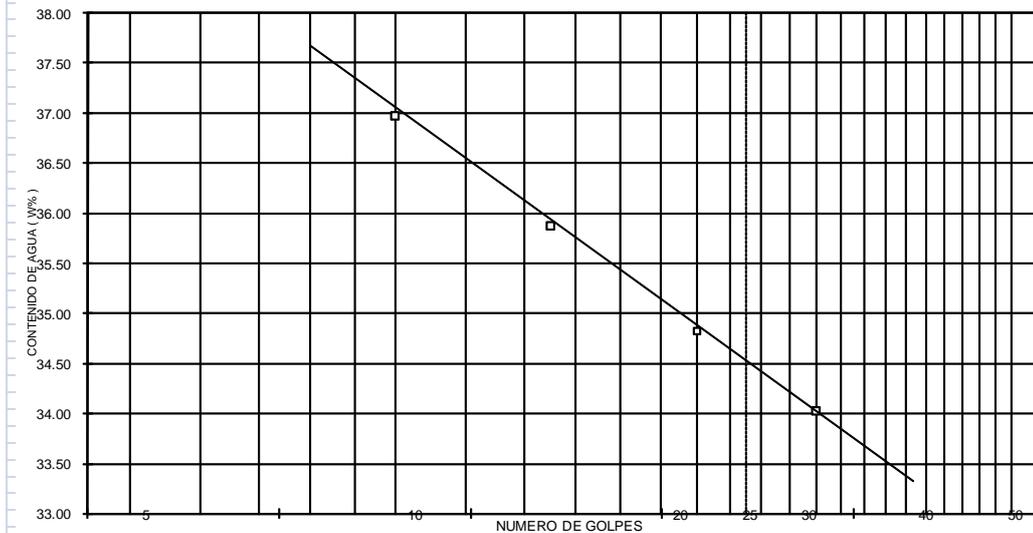
SONDEO Nº:	SPT-2	MUESTRA:	22	PROF.:	12.60-12.95	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ					
LIMITE LIQUIDO						
	Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	30	98	13.50	10.55	2.30	35.76
	22	115	12.70	9.90	2.30	36.84
	15	124	15.00	11.50	2.30	38.04
	10	106	15.40	11.70	2.30	39.36
LIMITE PLASTICO						
		68	6.70	6.00	2.80	21.88
		67	6.90	6.20	2.80	20.59



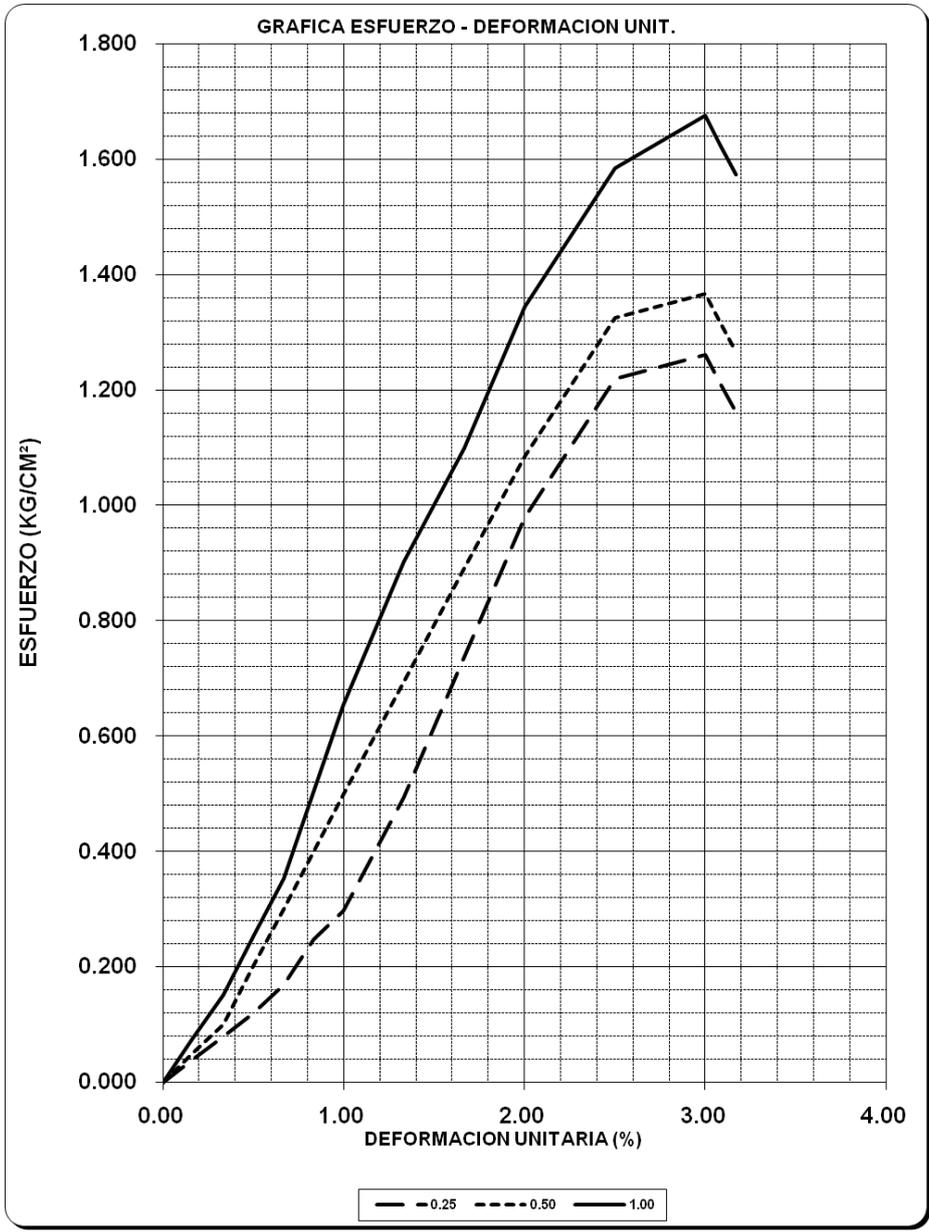
LIMITES DE CONSISTENCIA.

SONDEO Nº:	SPT-2	MUESTRA:	35	PROF.:	20.40-20.85	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ					
LIMITE LIQUIDO						
	Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	30	86	15.20	11.90	2.20	34.02
	22	33	15.00	11.72	2.30	34.82
	15	125	14.60	11.30	2.10	35.87
	10	9	15.50	11.91	2.20	36.97
LIMITE PLASTICO						
		55	6.20	5.60	2.80	21.43
		60	6.50	5.90	2.70	18.75

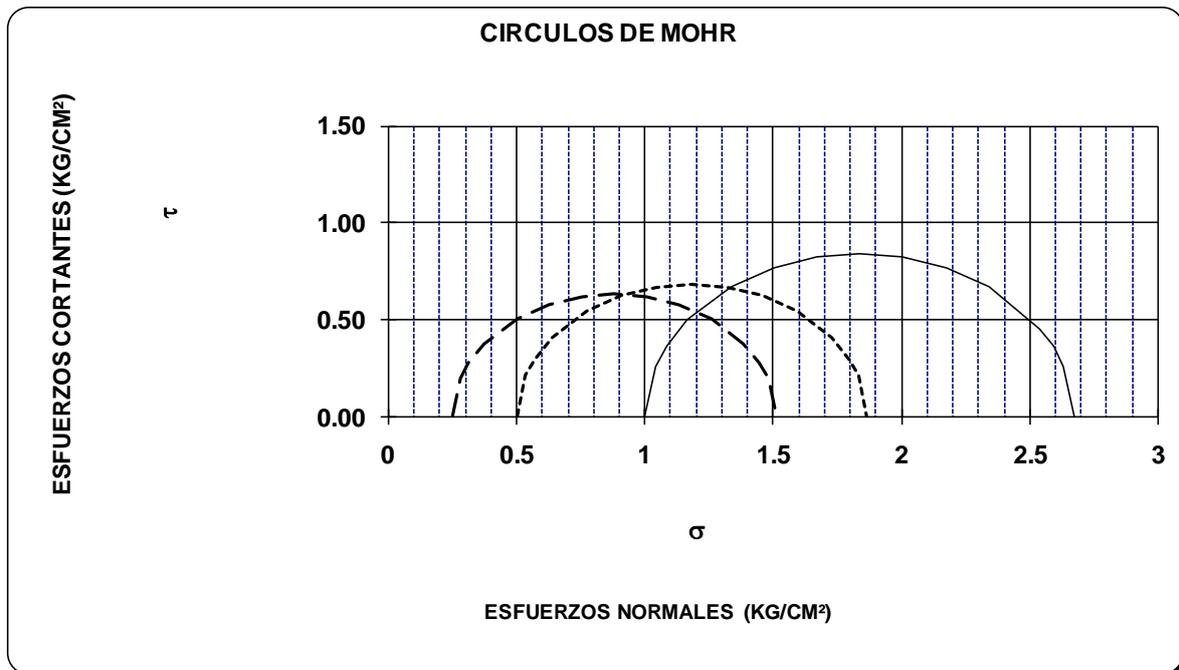
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	34.50	20.09	14.41	CL



RESUMEN				
ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	(s1-s3)/2 RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	1.26	0.63	1.511
2	0.50	1.37	0.68	1.866
3	1.00	1.67	0.84	2.675



PRUEBA TRIAXIAL UU								
OBRA:	0					DESCRIPCIÓN DEL SUELO :		
SONDEO:	TALUD - 1					ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ		
MUESTRA:	MC - 1	PROF.:	5.5					
ENSAYO	PRESION	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO		
	CONF. (kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)			Ss=	2.52	
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)	(%)		wi=	16.00 %	
1	0.25	1.26	1.433	38.8	1.040	wf=	15.92 %	
2	0.50	1.37	1.438	38.8	1.031	Gw=	38.99 %	
3	1.00	1.67	1.449	39.3	1.015	Gwf=	38.94 %	
DATOS FINALES							PVN=	1.440 ton/m ³
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.439 ton/m ³	
1	0.25	1.042	38.779	16.03	1.432	ei=	1.03	
2	0.50	1.033	38.780	15.89	1.437	ef=	1.03	
3	1.00	1.017	39.255	15.84	1.447			



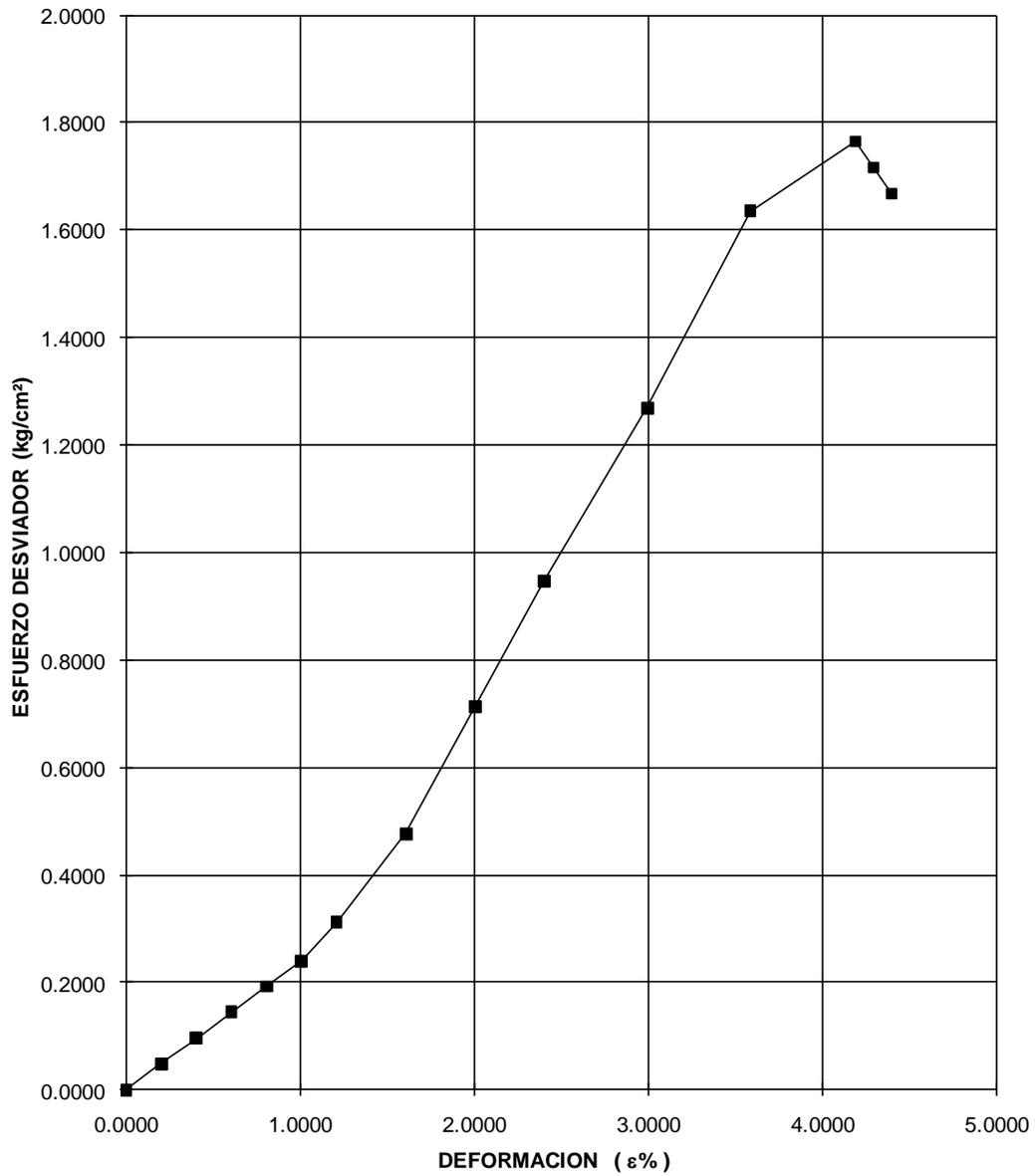
COMPRESIÓN SIMPLE.

PROYECTO:	PERIFERICO					CONS.:	0.576	
MUESTRA:	M - C					VEL.:	0.01667	
SONDEO:	PCA - 2					PROF.:	0.80 - 1.00	
DESCRIPCION DEL MATERIAL:		ARCILLA LIMOSA CAFÉ						

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Dev. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	1.00	0.2016	0.0484
20	0.3334	2.00	0.4032	0.0965
30	0.5001	3.00	0.6048	0.1445
40	0.6668	4.00	0.8064	0.1923
50	0.8335	5.00	1.0080	0.2399
60	1.0002	6.50	1.2083	0.3112
80	1.3336	10.00	1.6078	0.4769
100	1.6670	15.00	2.0037	0.7124
120	2.0004	20.00	2.3995	0.9461
150	2.5005	27.00	2.9945	1.2694
180	3.0006	35.00	3.5870	1.6354
210	3.5007	38.00	4.1918	1.7645
215	3.5841	37.00	4.2963	1.7162
220	3.6674	36.00	4.4007	1.6680

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
Ds=	3.91	cm.	H1= 8.17 cm.
Dm=	3.89	cm.	H2= 8.17 cm.
Di=	3.87	cm.	Ss= 2.40
Ao=	11.885	cm ²	Wt= 2.40 gr.
Vo=	148.800	cm ³	Wt+sh= 160.00 gr.
Wo=	157.70	gr.	Wt+ss= 121.90 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN			
ei=	1.988	Si=	38.58 %
ef=	1.988	Sf=	38.48 %
Pvhi=	1.060 T/m ³	Wi=	31.97 %
Pvhf=	1.059 T/m ³	Wf=	31.88 %



GRÁFICA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

ANEXO 3

ESTABILIDAD DE TALUDES

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: estatico

Project Settings

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/m³

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

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation:

Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m

Material Properties

Material: Material 1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 16.68 kN/m³

Cohesion: 147.15 kPa

Friction Angle: 15 degrees

Water Surface: None

Material: Material 2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 12.75 kN/m³

Cohesion: 29.43 kPa

Friction Angle: 28 degrees

Water Surface: None

Global Minimums

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

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4152

**FIGURA. 17 ANALISIS
ESTATICO SIN ANCLAS CON
SOBRE CARGA DE 7TON/M².**

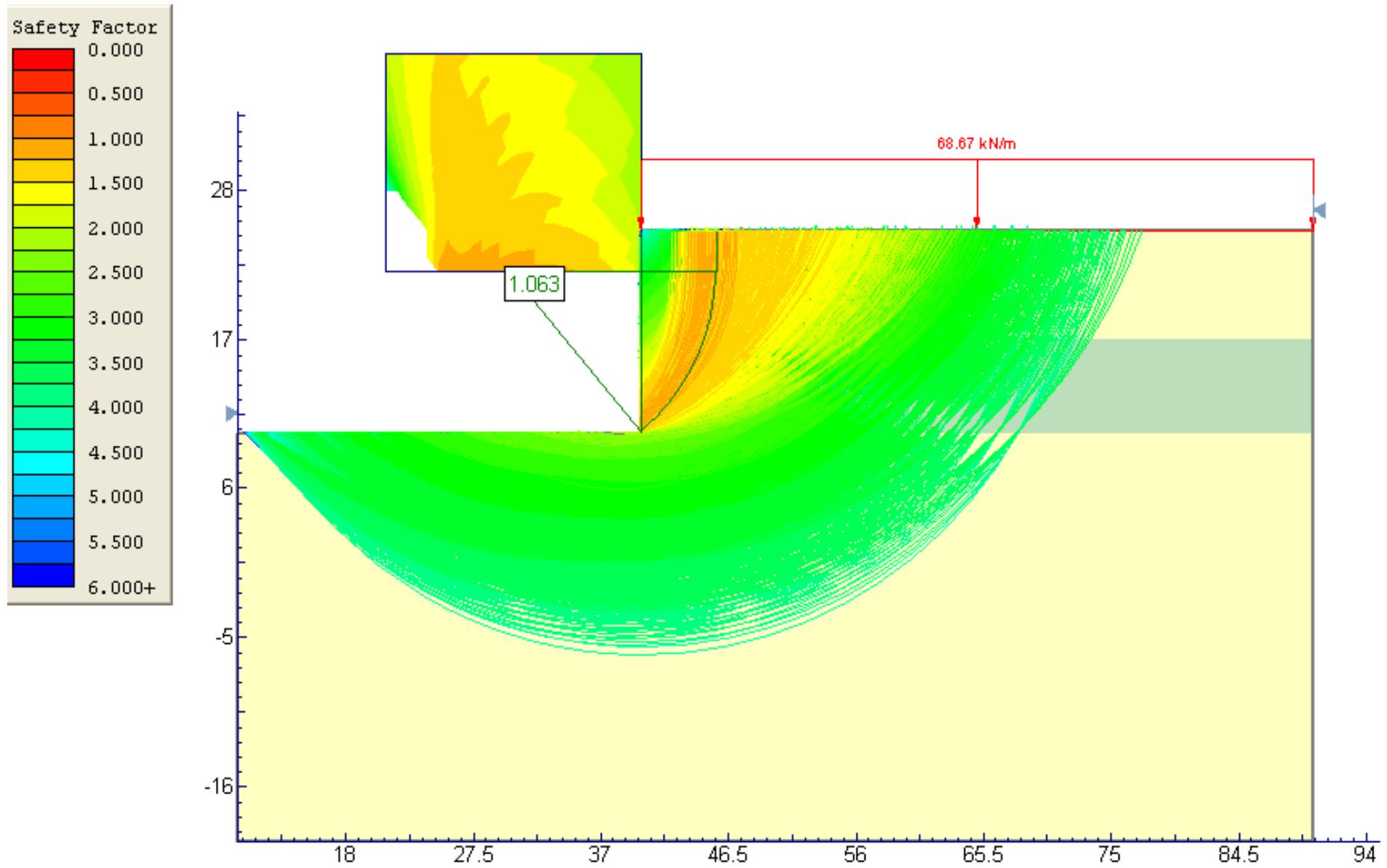


FIGURA. 17 ANALISIS ESTATICO SIN ANCLAS CON SOBRE CARGA DE 7TON/M².

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: dinamico

Project Settings

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/m³

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

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation:

Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m

Material Properties

Material: Material 1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 16.68 kN/m³

Cohesion: 147.15 kPa

Friction Angle: 15 degrees

Water Surface: None

Material: Material 2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 12.75 kN/m³

Cohesion: 29.43 kPa

Friction Angle: 28 degrees

Water Surface: None

Global Minimums

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

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4461

**FIGURA. 17a ANALISIS
DINAMICO SIN ANCLAS CON
SOBRE CARGA DE 7TON/M².**

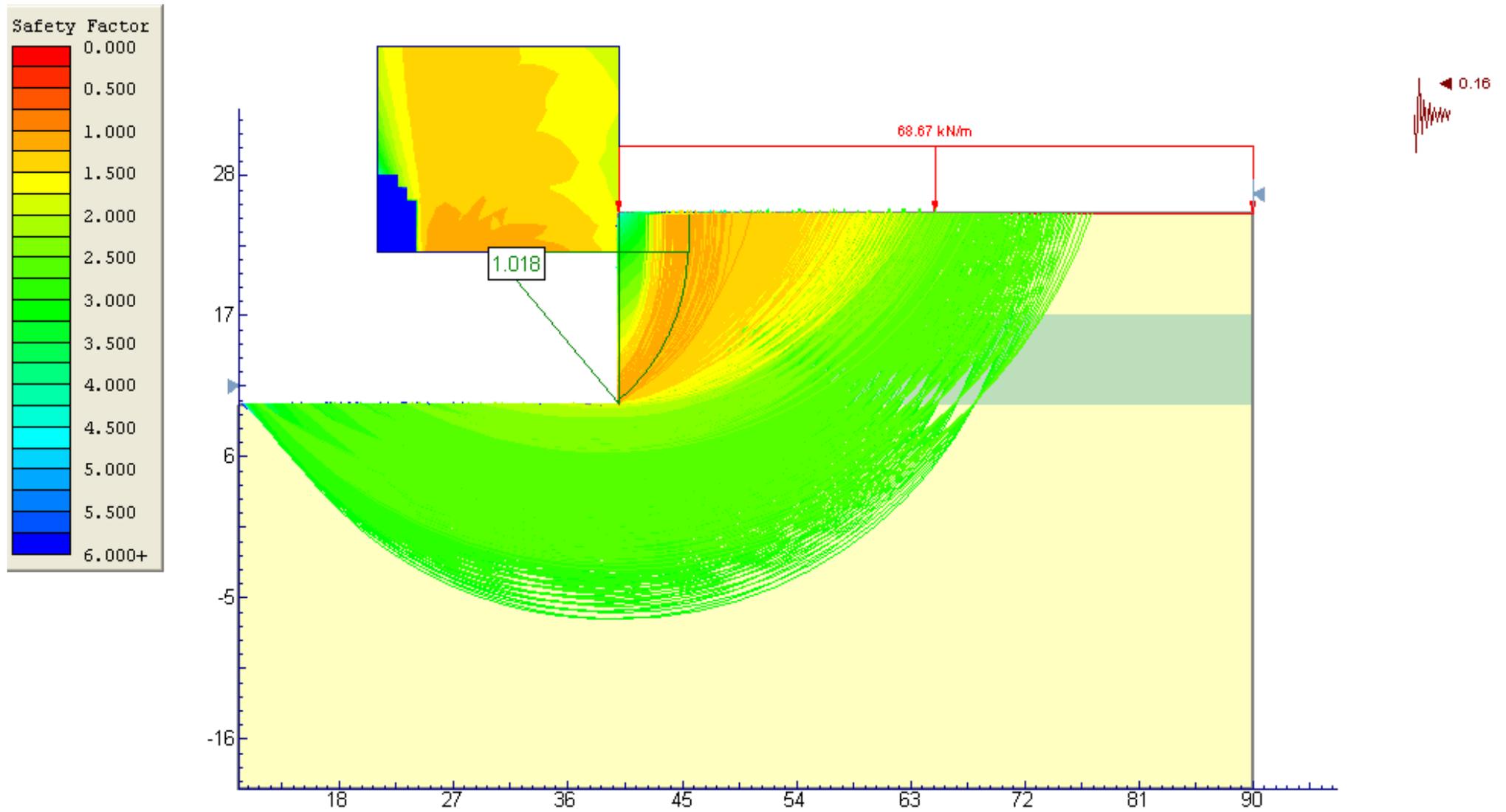


FIGURA. 17a ANALISIS DINAMICO SIN ANCLAS CON SOBRECARGA DE 7TON/M².

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: estatico con anclas

Project Settings

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/m³

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

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation:

Normal to boundary, Magnitude: 68.67 kN/m

Material Properties

Material: Material 1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 16.68 kN/m³

Cohesion: 147.15 kPa

Friction Angle: 15 degrees

Water Surface: None

Material: Material 2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 12.75 kN/m³

Cohesion: 29.43 kPa

Friction Angle: 28 degrees

Water Surface: None

Support Properties

Support: Support 1

Support 1

Support Type: End Anchored

Force Application: Active

Out-of-Plane Spacing: 3 m

Anchor Capacity: 470.88 kN

Global Minimums

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. 17b ANALISIS
ESTATICO CON ANCLAS CON
SOBRE CARGA DE 7TON/M².**

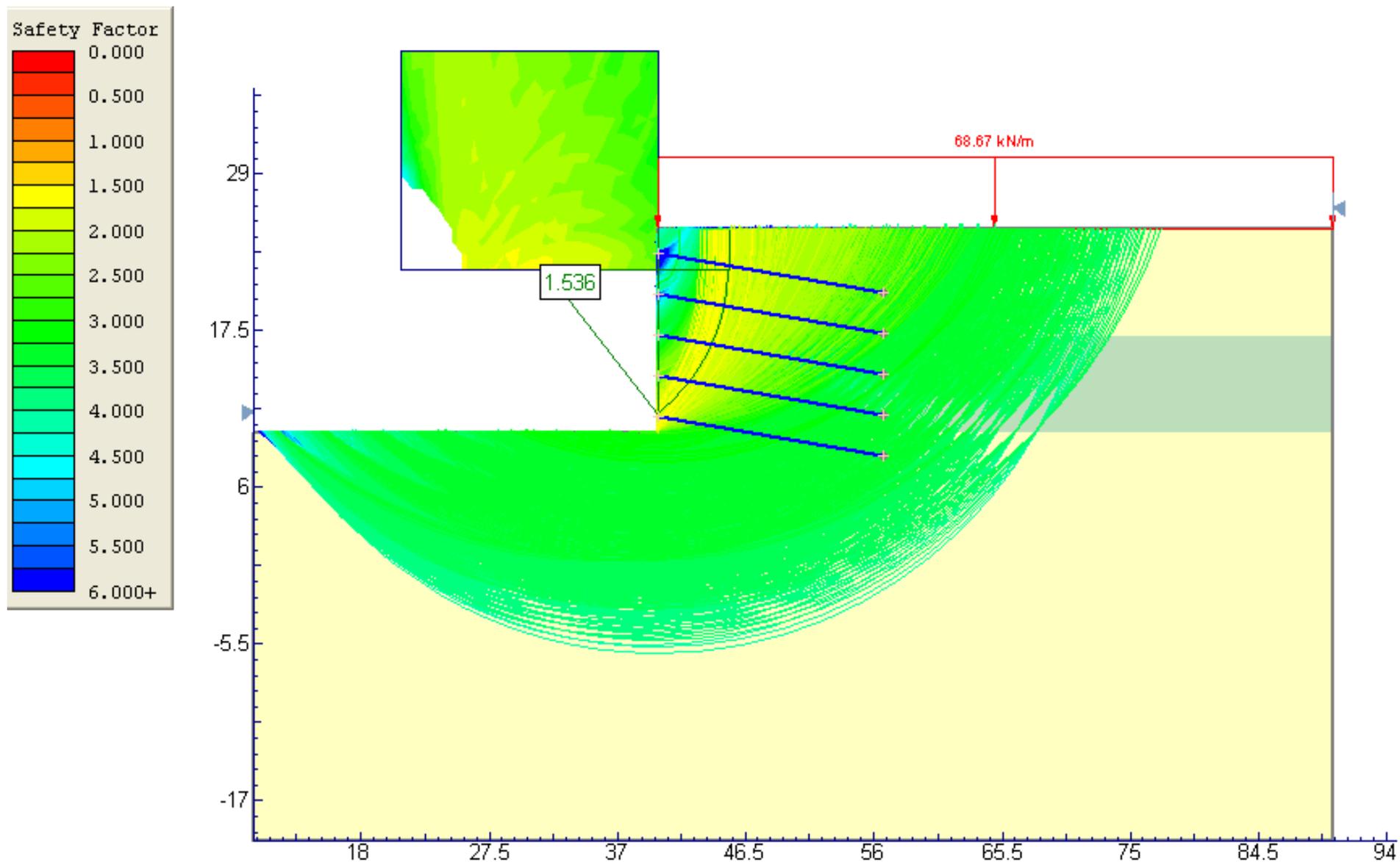


FIGURA. 17b ANALISIS ESTATICO CON ANCLAS CON SOBRECARGA DE 7TON/M².

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: dinamico con anclas

Project Settings

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/m³
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

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary,
Magnitude: 68.67 kN/m

Material Properties

Material: Material 1
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 16.68 kN/m³
Cohesion: 147.15 kPa
Friction Angle: 15 degrees
Water Surface: None

Material: Material 2
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 12.75 kN/m³
Cohesion: 29.43 kPa
Friction Angle: 28 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: Support 1
Support 1
Support Type: End Anchored
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Anchor Capacity: 470.88 kN

Global Minimums

Method: bishop simplified
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

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified
Number of Valid Surfaces: 4312

**FIGURA. 17c ANALISIS
DINAMICO CON
ANCLAS CON SOBRE
CARGA DE 7TON/M².**

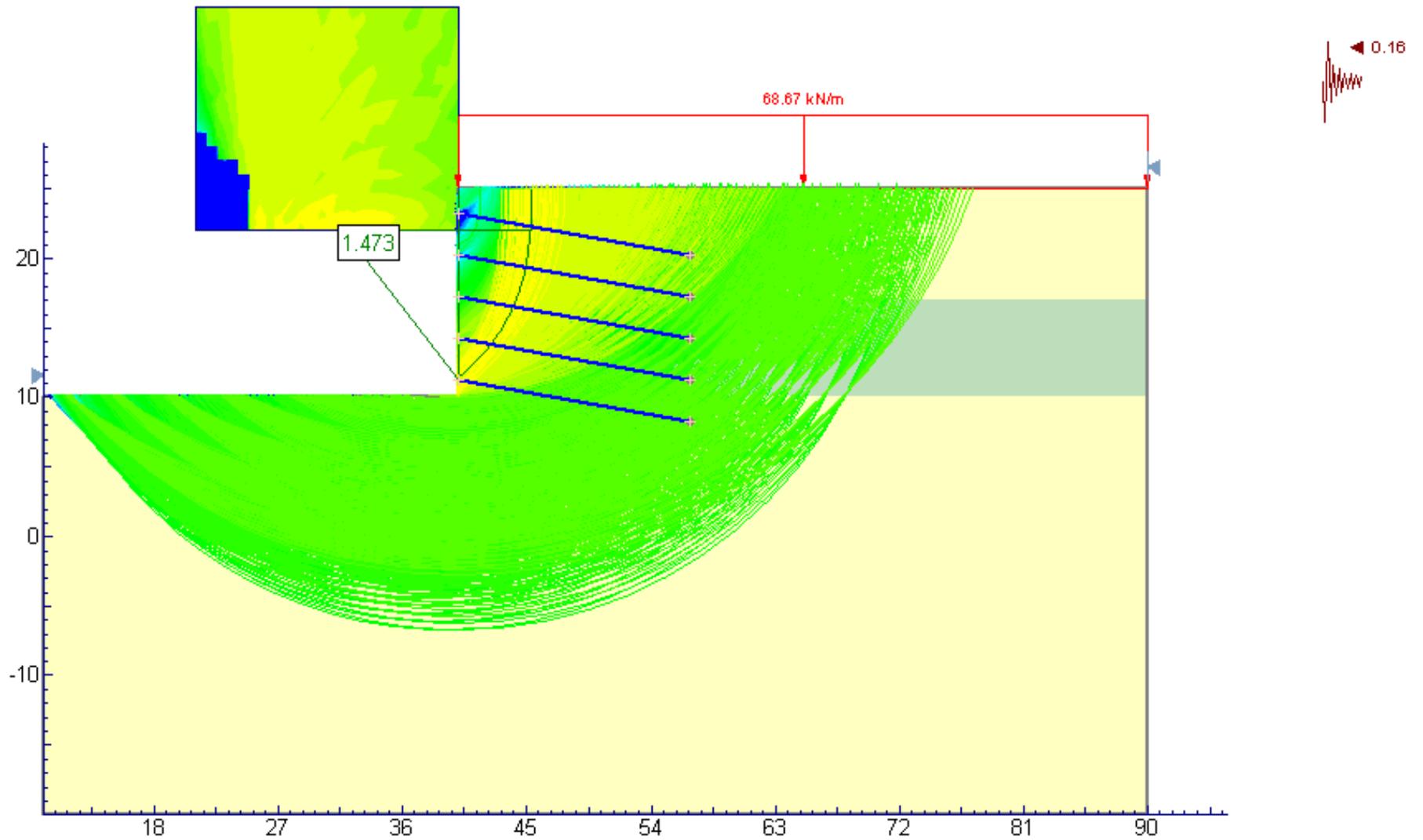
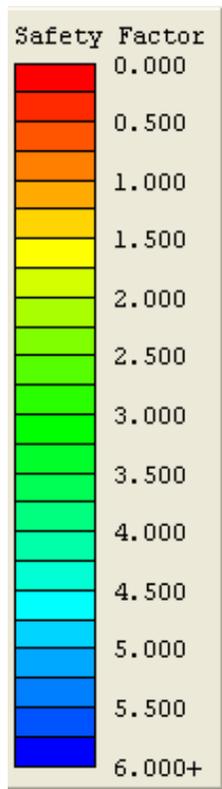


FIGURA. 17c ANALISIS DINAMICO CON ANCLAS

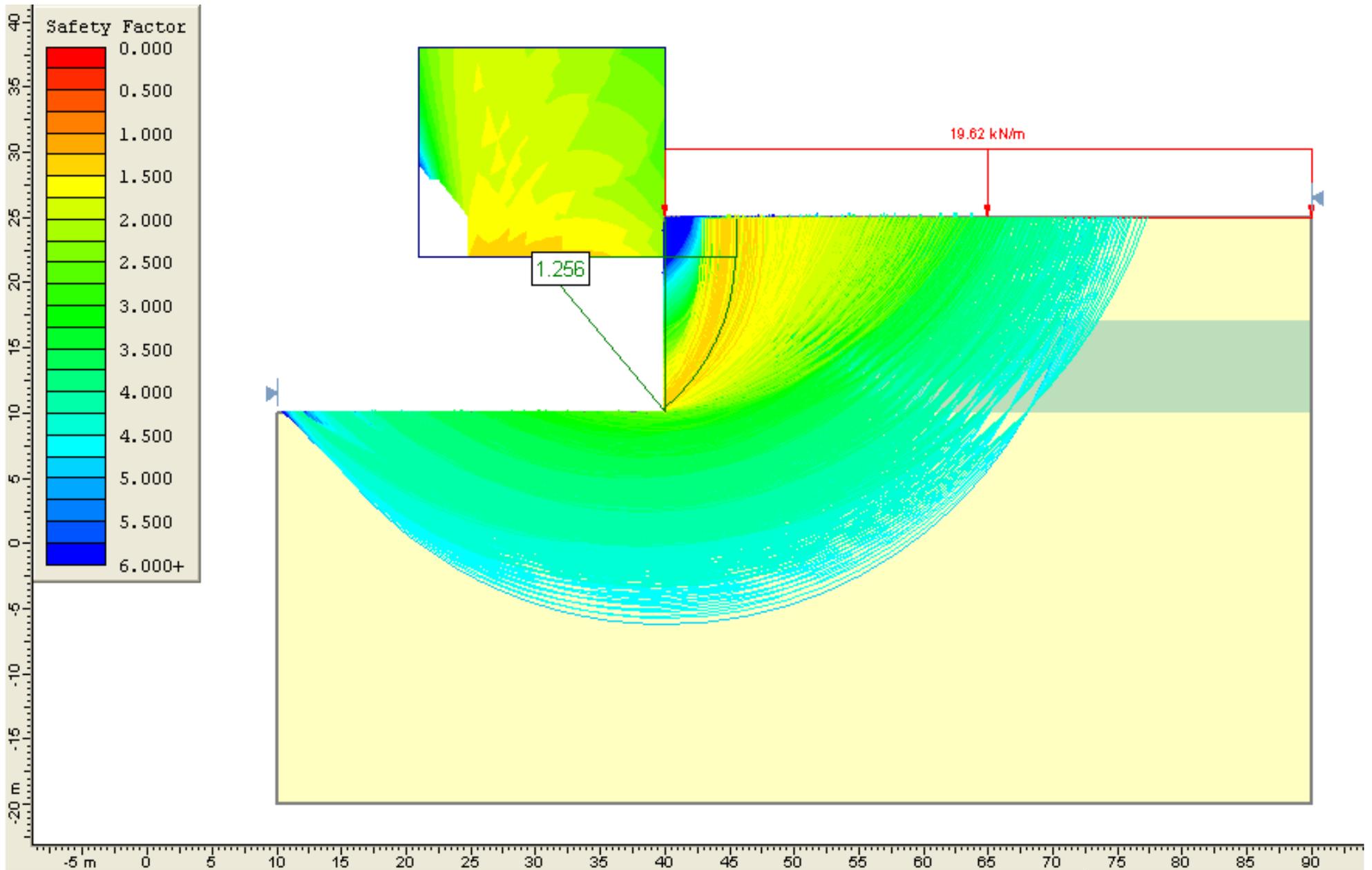


FIGURA. 17d ANALISIS ESTATICO SIN ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M².

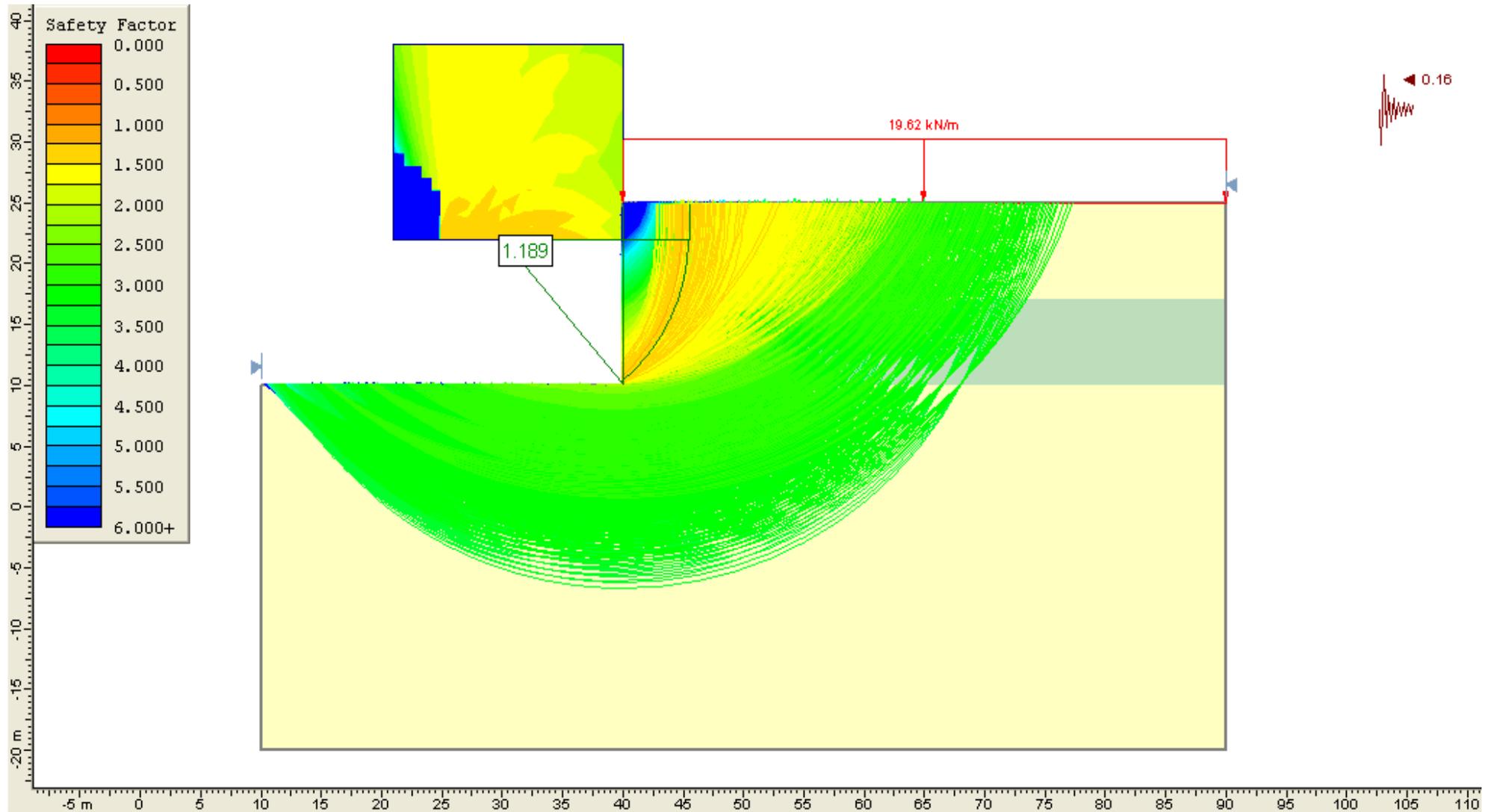


FIGURA. 17e ANALISIS DINAMICO SIN ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M².

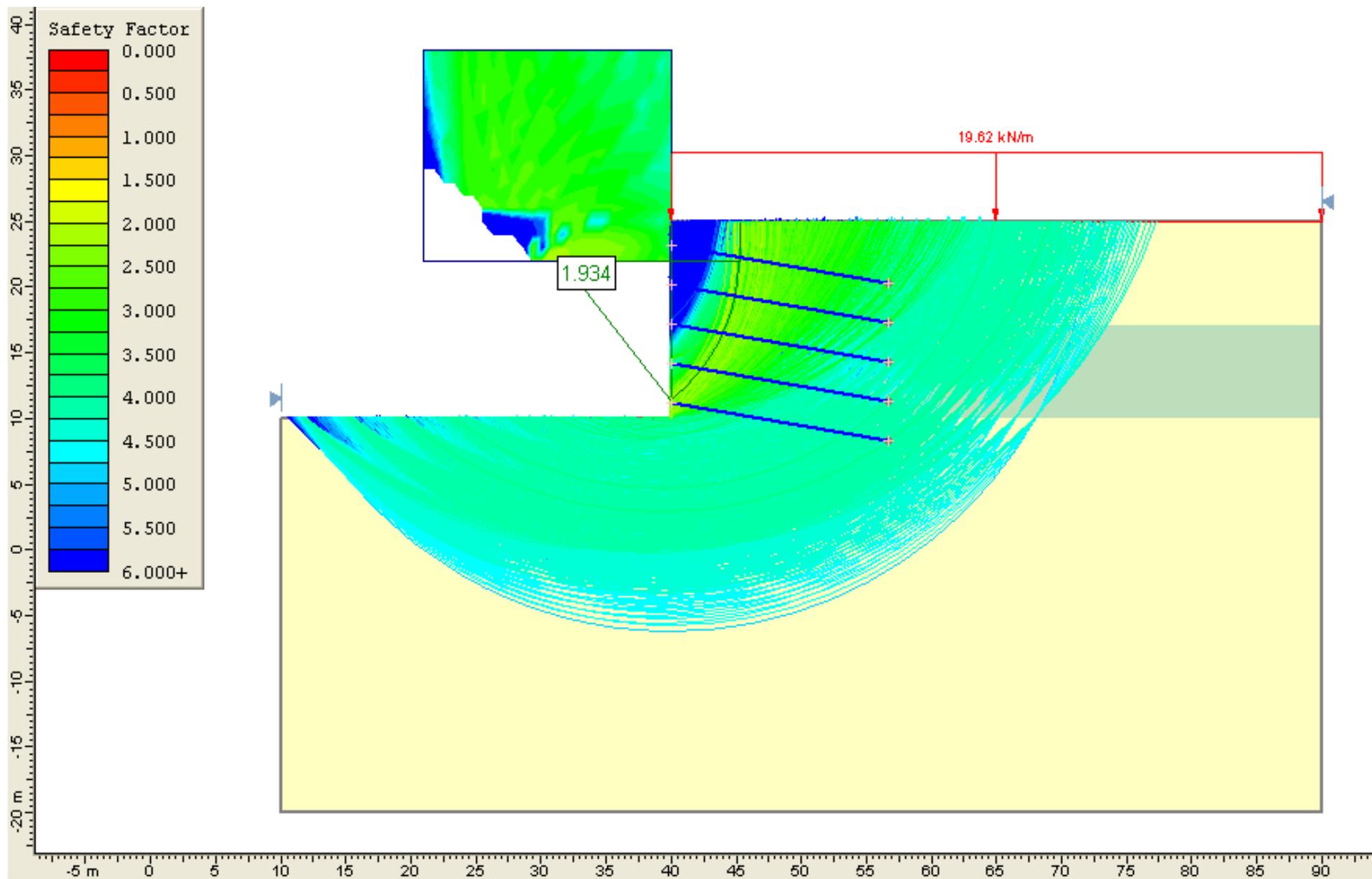


FIGURA. 17f ANALISIS ESTATICO CON ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M².

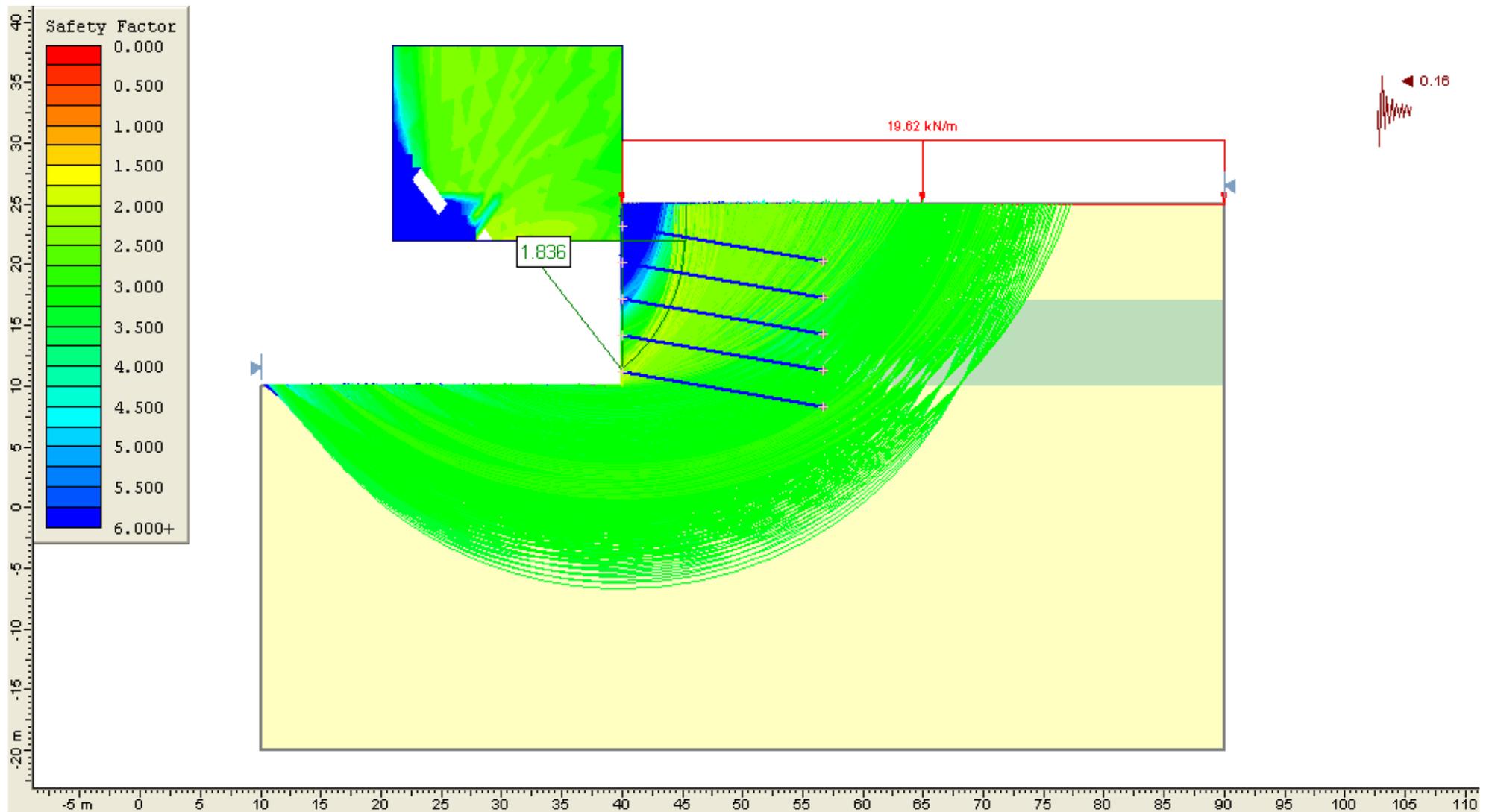


FIGURA. 17g ANALISIS DINAMICO CON ANCLAS CON SOBRECARGA DE 2TON/M².

**TABLAS DEL SISTEMA DE ANCLAJE.
EXCAVACIÓN DE 10m.**

TABLA 1. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD NORTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Or)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	4.00	10.00	14.00	4	10	48	14
2	4.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	14
3	7.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	14
4	10.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	6
							ANCLAS TOTALES =	48
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

FIGURA 18. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud norte.

TABLA 2. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD SUR								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Or)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	10.00	4.00	14.00	4	10	48	16
2	4.80	10.00	3.00	13.00	4	10	48	16
3	7.80	10.00	3.00	13.00	4	10	48	8
							ANCLAS TOTALES =	40
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

FIGURA 19. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud sur.

TABLA 3. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD ORIENTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	2.00	4.00	10.00	14.00	4	10	48	9
2	5.00	3.00	10.00	13.00	4	10	48	8
3	8.00	3.00	10.00	13.00	4	10	48	9
ANCLAS TOTALES =								26
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

FIGURA 20. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud oriente.

TABLA 4. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD PONIENTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	4.00	10.00	14.00	4	10	48	10
2	4.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	10
3	7.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	5
4	10.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	5
ANCLAS TOTALES =								30
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

FIGURA 21. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud poniente.

EXCAVACIÓN DE 14m.

TABLA 1. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD NORTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	7.00	10.00	17.00	4	10	48	14
2	4.80	6.00	10.00	16.00	4	10	48	14
3	7.80	4.00	10.00	14.00	4	10	48	14
4	10.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	10
5	13.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	3
							ANCLAS TOTALES =	55
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

FIGURA 22. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud norte.

TABLA 2. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD SUR								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	7.00	10.00	17.00	4	10	48	16
2	4.80	6.00	10.00	16.00	4	10	48	16
3	7.80	4.00	10.00	14.00	4	10	48	8
4	10.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	11
5	13.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	3
							ANCLAS TOTALES =	54
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

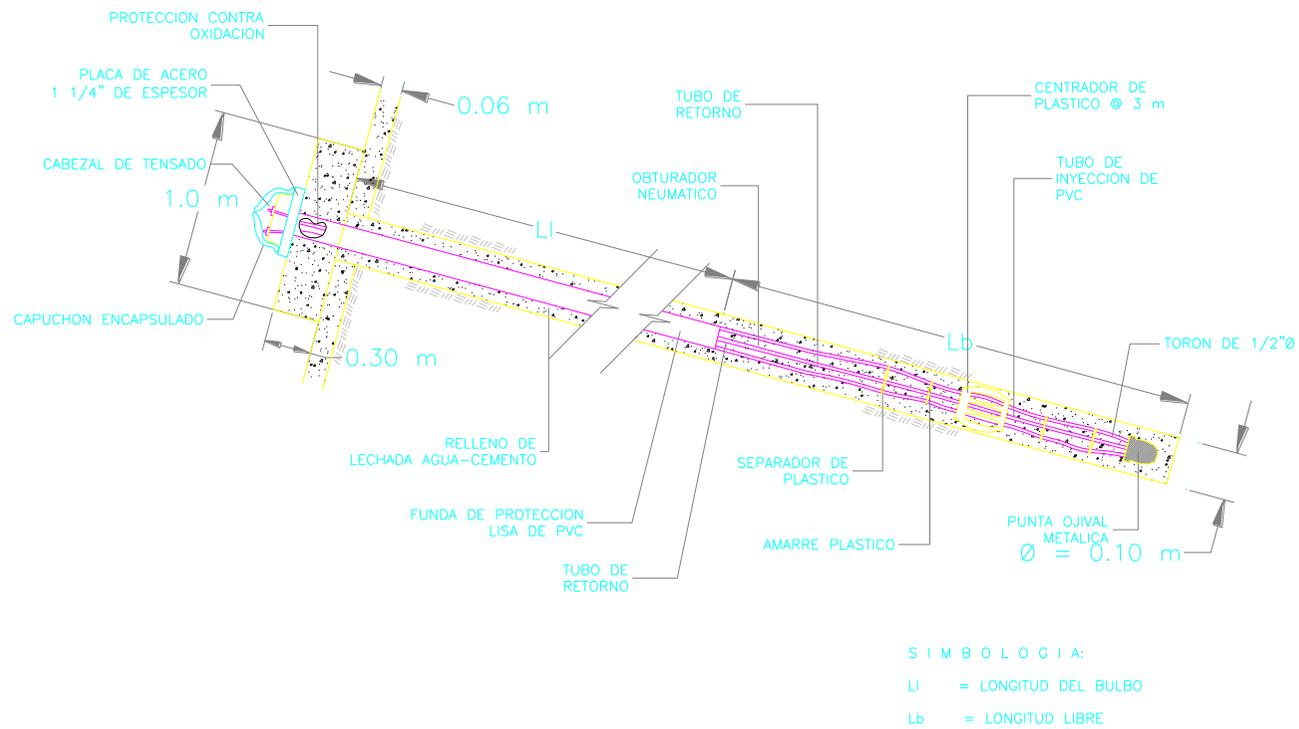
FIGURA 23. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud sur.

TABLA 3. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD ORIENTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	2.00	7.00	10.00	17.00	4	10	48	9
2	5.00	6.00	10.00	16.00	4	10	48	8
3	8.00	4.00	10.00	14.00	4	10	48	9
4	11.00	3.00	10.00	13.00	4	10	48	4
							ANCLAS TOTALES =	30
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

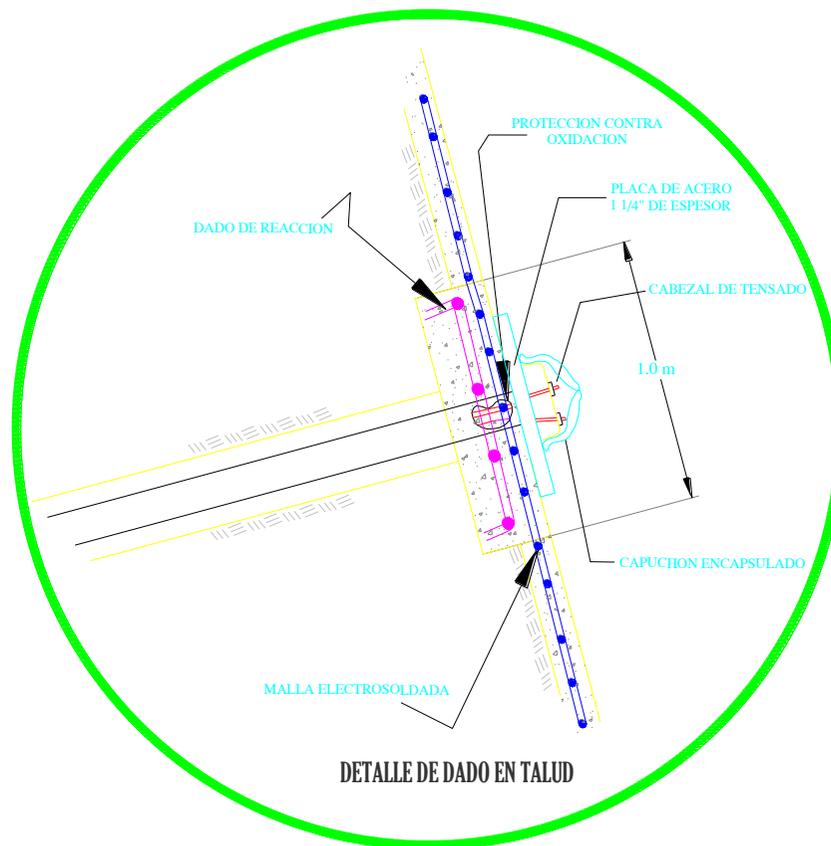
FIGURA 24. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud oriente.

TABLA 4. ANCLAS POSTENSADAS Y CONCRETO LANZADO TALUD PONIENTE								
NIVEL	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD DE ANCLAS (m)			No. DE TORONES $\phi=0.5"$	PRESIÓN DE INYECCIÓN (Kg/cm ²)	CAP. DE CARGA Ton. (Ocl)	ANCLAS TOTALES POR NIVEL
		PASIVA	ACTIVA	TOTAL				
1	1.80	7.00	10.00	17.00	4	10	48	10
2	4.80	6.00	10.00	16.00	4	10	48	10
3	7.80	4.00	10.00	14.00	4	10	48	5
4	10.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	5
5	13.80	3.00	10.00	13.00	4	10	48	4
							ANCLAS TOTALES =	34
ANCLAJE EN LA PARTE CENTRAL DEL TALUD								

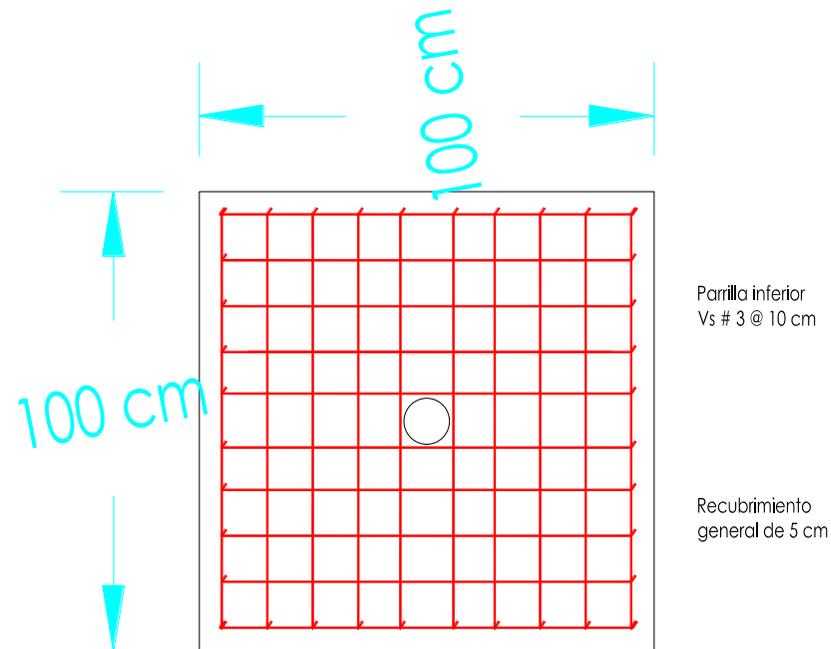
FIGURA 25. Anclas postensadas y concreto lanzado,talud poniente.



DETALLE DEL ANCLA DE TENSION.

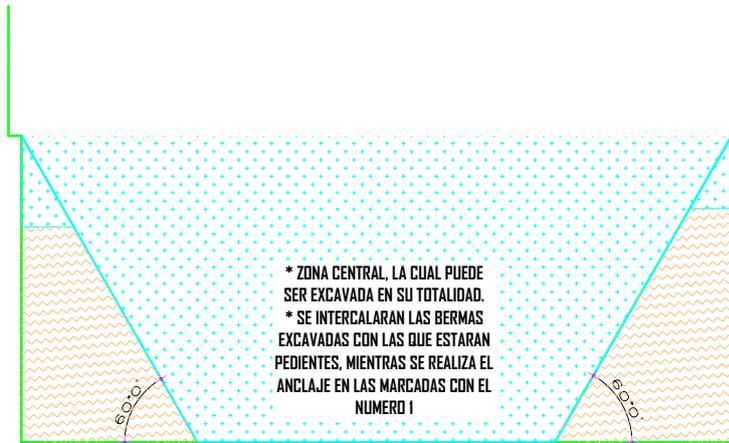


DETALLE DE DADO EN TALUD.



**ZAPATAS DE REACCIÓN PARA LAS ANCLAS
EN EL CONCRETO LANZADO**

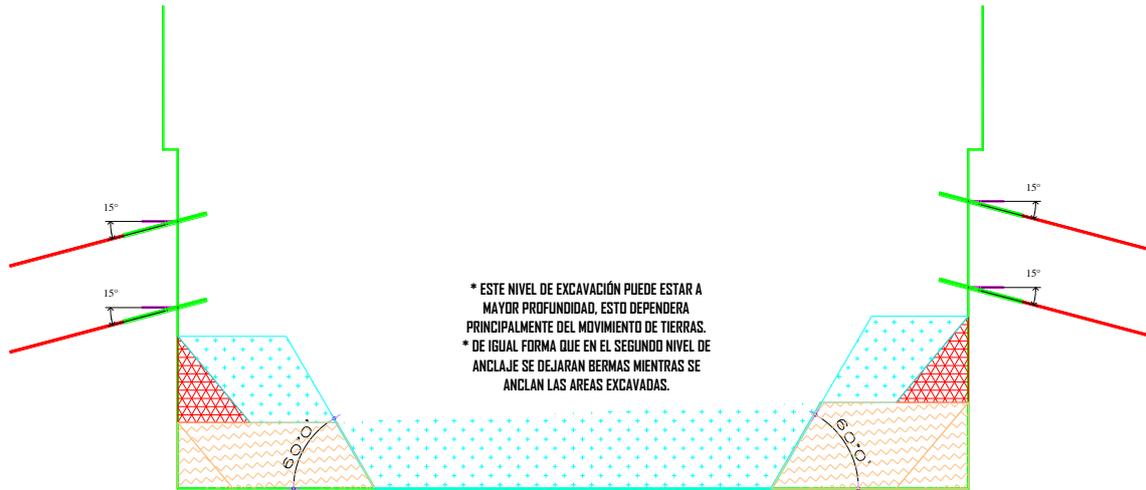
ETAPAS DE EXCAVACIÓN DURANTE LA ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES.



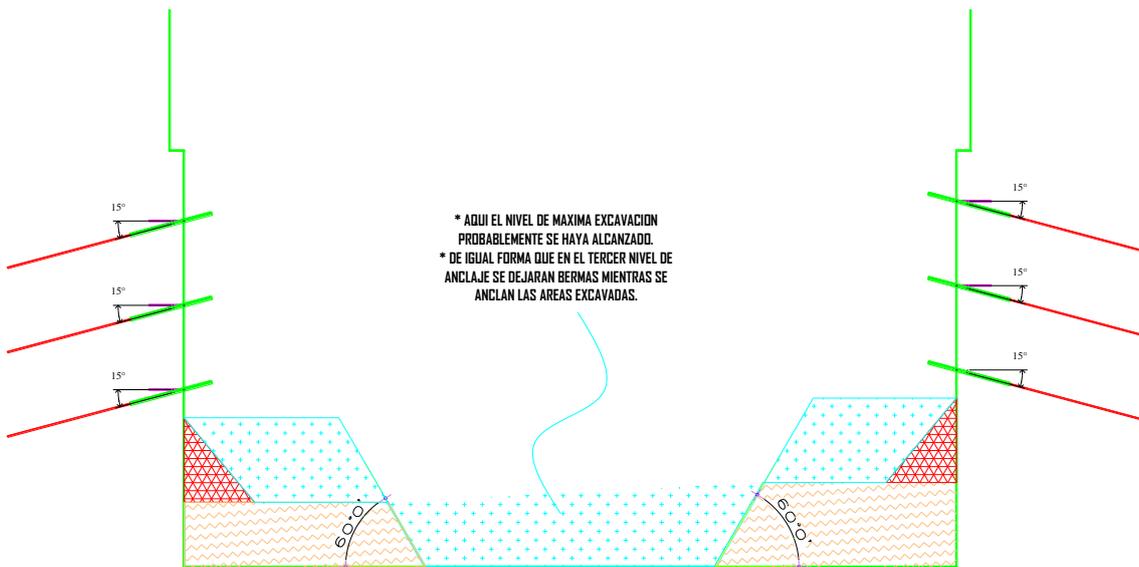
PRIMERA ETAPA DE LA EXCAVACIÓN. Zona central la cual puede ser excavada en su totalidad, se intercalaran las bermas excavadas con las que estarán pendientes, mientras se realiza el anclaje en las marcas con el número 1.



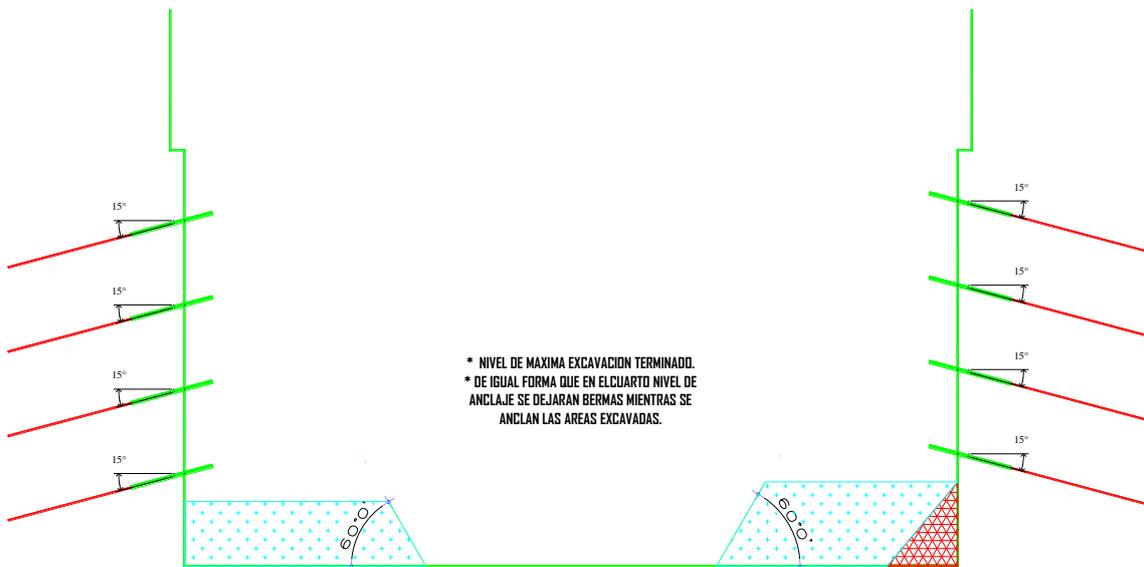
SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACIÓN. Este nivel de excavación puede estar a mayor profundidad, esto dependerá principalmente del movimiento de tierras. De igual forma que en el primer nivel de anclaje se dejarán bermas mientras se anclan las áreas excavadas.



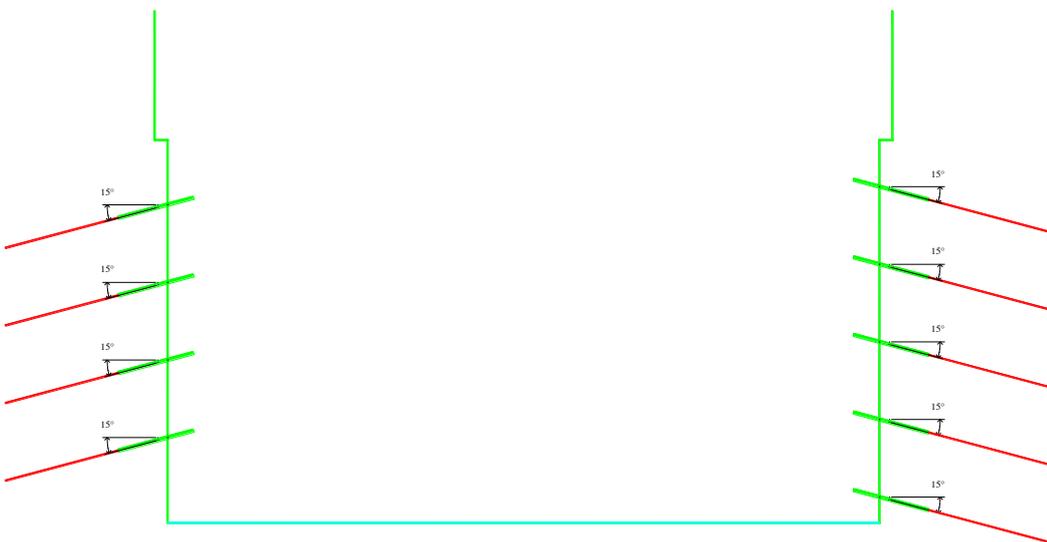
TERCERA ETAPA DE EXCAVACIÓN. Este nivel de excavación puede estar a mayor profundidad, esto dependerá principalmente del movimiento de tierras. De igual forma que en el segundo nivel de anclaje se dejaron bermas mientras se anclan las áreas excavadas.



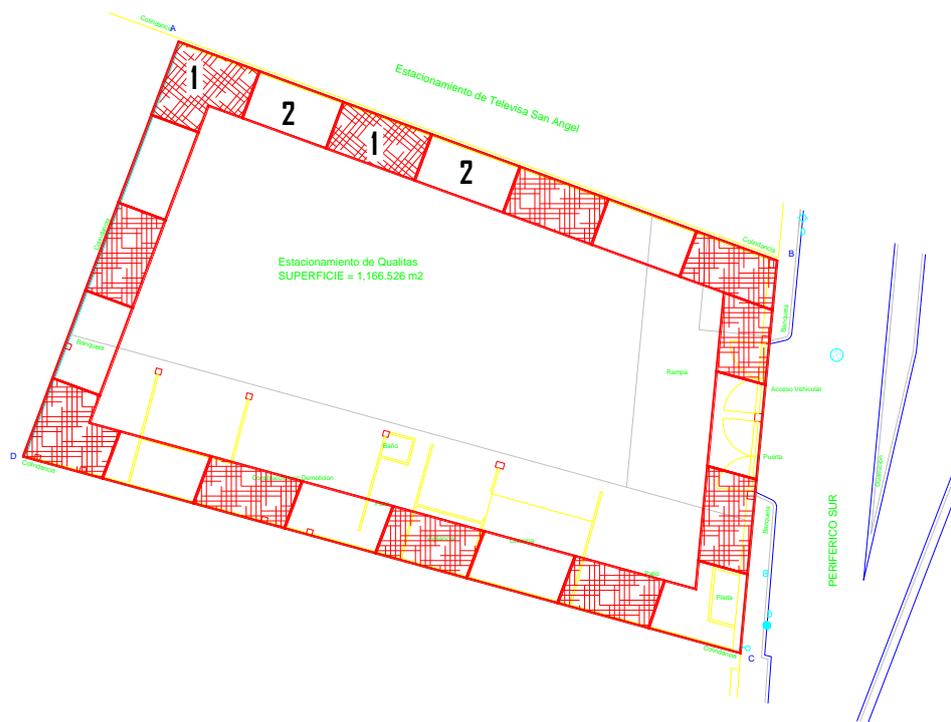
CUARTA ETAPA DE EXCAVACIÓN. Aquí el nivel de máxima excavación probablemente se haya alcanzado. De igual forma que en el tercer nivel de anclaje se dejaron bermas mientras se anclan las áreas excavadas.



QUINTA ETAPA DE EXVACACIÓN. Nivel de máxima excavación terminado. De igual forma que en el cuarto nivel de anclaje se dejaran bermas mientras se anclan las áreas excavadas.



TERMINO DE LA EXCAVACIÓN.



PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LAS BERMAS.



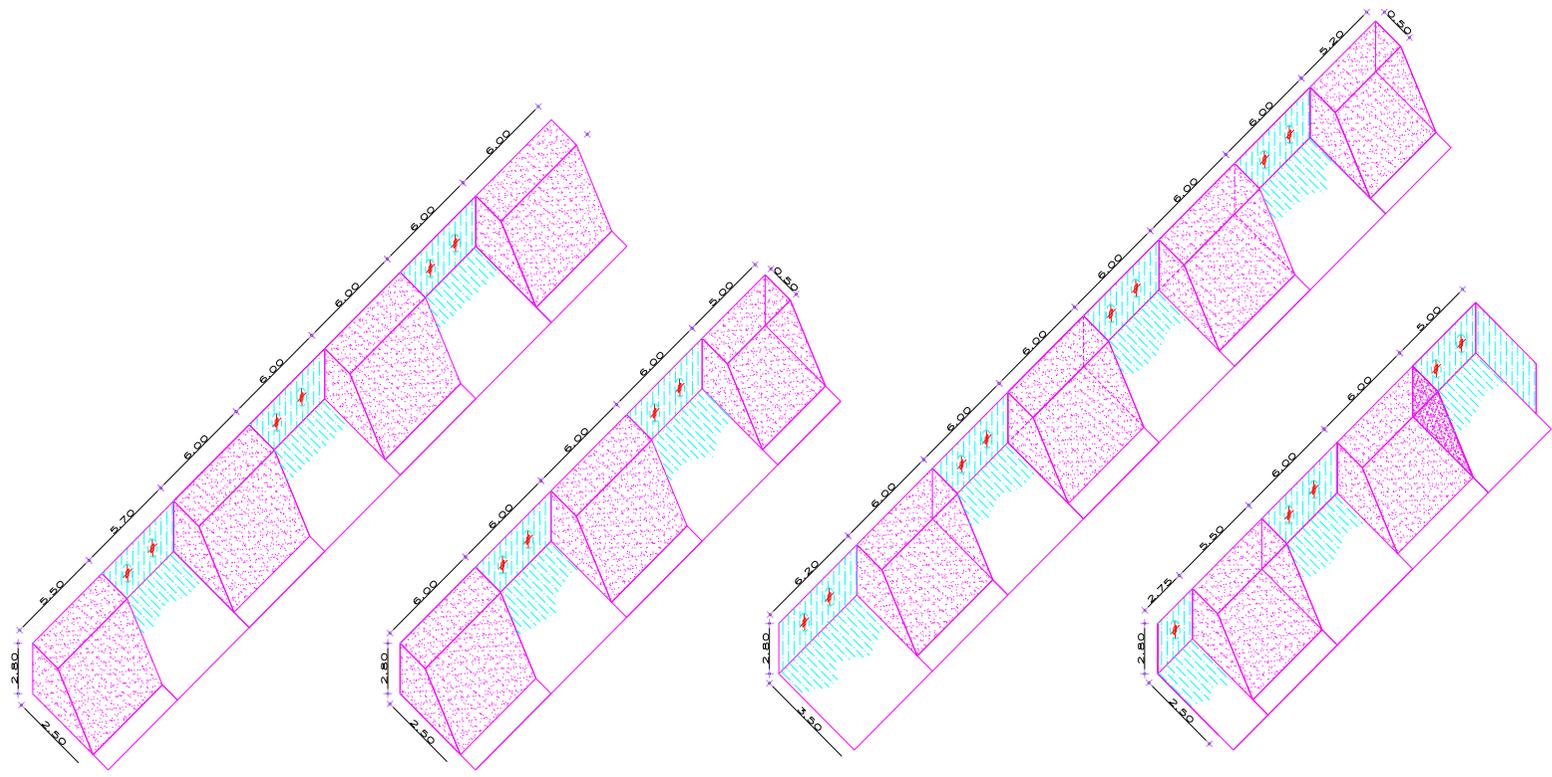
MODULACIÓN DE LAS BERMAS EN CADA UNO DE LOS TALUDES QUE SE FORMARÁN DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN.



BERMAS DE LAS CUALES SE PODRÁ REALIZAR EL CORTE, PARA DAR INICIO A LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD.

2

BERMAS QUE ESTARÁN PENDIENTES DE HACERLES EL CORTE Y QUE SE REALIZARÁ CONFORME SE TENGA TERMINADO EL ANCLAJE (TENSADO) DE LAS PRIMERAS ÁREAS EXCAVADAS.



TALUD NORTE

TALUD ORIENTE

TALUD SUR

TALUD PONIENTE

VISTA FRONTAL EN ISOMETRICO DE LA EXCAVACIÓN

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

- JUÁREZ BADILLO E. RICO RODRIGUEZ, A. (1991). Mecánica de suelos, Tomo I. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Ed Limusa.
- JUÁREZ BADILLO E. RICO RODRIGUEZ, A. Mecánica de suelos, Tomo II. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Ed Limusa.
- www.aimecuador.org/capacitacion_archivos_pdf/Estabilidad_de_taludes.pdf -
- Programa SLIDE 5.0. de RocScience www.rocscience.com
- Diapositivas de Cátedra de Geología Aplicada, semestre primavera 2008. www.u-cursos.cl
- *Reglamento de construcciones del DF, Octubre 2004, DDF.*
- Apuntes de la facultad de ingeniería, de geotecnia, UNAM.
- Apuntes de cimentaciones, mecánica de rocas y mecánica de suelos, de los cursos que se imparten en la FES Aragón.