



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

INGENIERIA CIVIL

TRABAJO POR ESCRITO QUE

PRESENTA:

GABRIEL GARCÍA CARLÓN

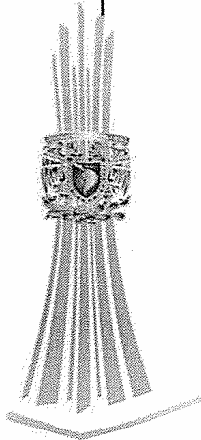
TEMA DEL TRABAJO:

“ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE MÉCANICA DE SUELOS PARA LA
CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS DE CUATRO SOTANOS Y
VEINTIDOS NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LÓMAS”

EN LA MODALIDAD DE “DESARROLLO DE UN CASO PRACTICO”

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL



MÉXICO, ARAGÓN, A 05 DE NOVIEMBRE DE 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

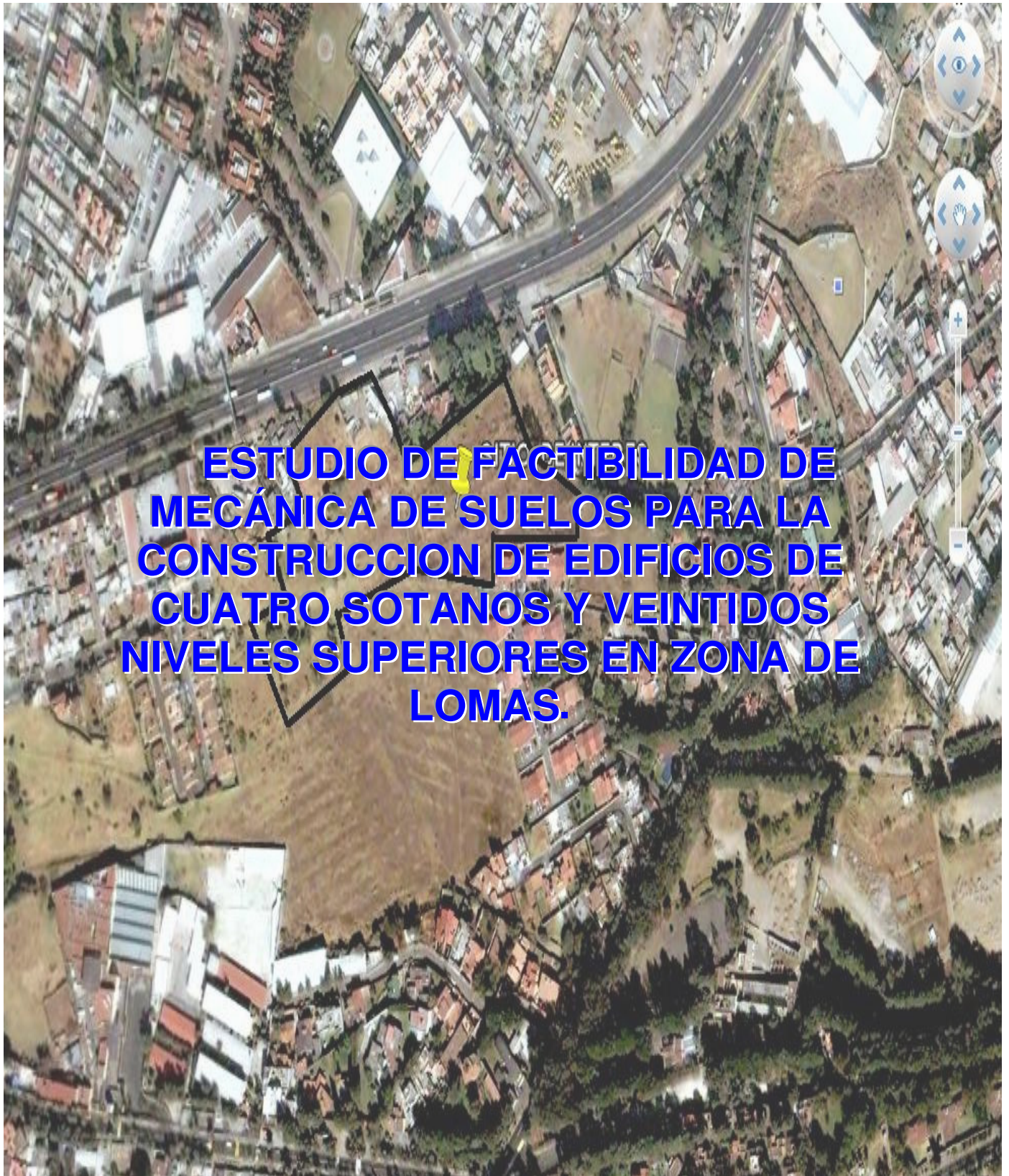


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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.





INDICE

INTRODUCCION.....	6
1. ANTECEDENTES.....	10
1.1 Localización	
1.2 Colindancias	
1.3 Descripción del proyecto	
1.4 Objetivo	
2. EXPLORACION DEL SUBSUELO.....	14
2.1 Generalidades	
2.2 Pozos a cielo abierto	
2.3 Sondeos con equipo mecánico	
2.3.1. Método de penetración estándar	
3. ENSAYES DE LABORATORIO.....	22
3.1 Muestras alteradas	
3.2 Muestras inalteradas	
4. RESEÑA ESTATIGRAFICA DEL SUBSUELO.....	30
4.1 Levantamiento Geológico	
4.2 Factibilidad de existencia de cavernas	
4.3 Características estratigráficas	
4.4 Descripción estratigráfica del subsuelo	
5. DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIÓN.....	42
5.1 <i>Segunda Alternativa Pilas</i>	
5.1.1 <i>Determinación de la Capacidad de Carga</i>	
5.1.2 <i>Dimensionamiento de las Pilas</i>	
5.1.3 <i>Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas</i>	
5.1.4 <i>Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas</i>	
5.1.5 <i>Estado Limite de Servicio</i>	
5.1.6 <i>Proceso Constructivo</i>	



6. ESTABILIDAD DE TALUDES.....	56
6.1 Estabilidad de taludes y protección a colindancia	
6.1.1 Determinación del proceso constructivo en las colindancias	
6.2 Cortes y taludes verticales	
6.2.1 Taludes verticales para alojar a los sótanos del estacionamiento	
6.2.2 Cortes y taludes de 20m de altura	
6.3 Especificaciones y procedimientos de construcción del sistema de anclaje	
6.3.1 Tención y longitud de anclas	
6.3.2 Secuela de procedimiento constructivo del anclaje	
7. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	68
7.1 Lineamientos de movimientos de tierras	
8. INSTRUMENTACION.....	72
9. CONCLUSIONES.....	77
ANEXO.....	86



AGRADECIMIENTOS

Agradezco de todo corazón a dios y a mis padres por que a través de ellos me concedió la vida en este mundo, a quienes jamás encontraré la forma de agradecer el cariño, comprensión y apoyo brindado en los momentos buenos y malos de mi vida, hago este triunfo compartido, sólo esperando que comprendan que mis ideales y esfuerzos son inspirados en cada uno de ustedes.

Con la mayor gratitud por los esfuerzos realizados para que yo lograra terminar mi carrera profesional siendo para mí la mejor herencia.

A mi madre que es el ser más maravilloso de todo el mundo.

Gracias por el apoyo moral, tu cariño y comprensión que desde niño me has brindado, por guiar mi camino y estar junto a mí en los momentos más difíciles.

A mi padre porque desde pequeño ha sido para mí un gran hombre maravilloso al que siempre he admirado.

Gracias por guiar mi vida con energía, esto ha hecho que sea lo que soy.

Los amo a cada uno de ustedes por acobijarme siempre en un fuerte abrazo y lleno de amor, los amo mucho familia y en especial a ese ángel que dios nos envió en momentos muy difíciles, gracias a ese ángel, que por él, día a día nos levantamos para seguir en esta camino para brindarle mucho amor y bienestar

Te quiero mucho hermano Leonardo Gabriel Varela García





INTRODUCCION

Los primeros hombres utilizaron algunos principios de la ingeniería para conseguir sus alimentos, pieles y construir armas de defensa como hachas, puntas de lanzas, martillos etc. Los primitivos ingenieros diseñaban puentes, máquinas y otras obras de importancia sobre la base de un conocimiento práctico o empírico, el sentido común, la experimentación y la inventiva personal.

En contraste con los ingenieros de nuestros días, los antiguos practicantes carecían casi por completo del conocimiento de la ciencia lo que es explicable; la ciencia prácticamente no existía. La ingeniería permaneció esencialmente en ese estado durante muchos siglos.

Pero el desarrollo de la ingeniería como tal, comenzó con la revolución agrícola (año 8000 A.C.), cuando los hombres dejaron de ser nómadas, y vivieron en un lugar fijo para poder cultivar sus productos y criar animales comestibles. Hacia el año 4000 A.C., con los asentamientos al rededor de los ríos Nilo, Éufrates e Indo, se centralizó la población y se inicio la civilización con escritura y gobierno. Con el tiempo en esta civilización aparecería la ciencia.

Los primeros ingenieros fueron arquitectos, especialistas en irrigación e ingenieros militares. Uno de los primeros cometidos de los ingenieros fue construir muros para proteger las ciudades; debido al riesgo de recibir un ataque enemigo, el sentirse protegido es una de las necesidades humanas básicas. Es justo pensar que los antiguos arquitectos precederían a los ingenieros en la satisfacción de esta necesidad. Sin embargo en el diseño y edificación de estructuras de uso público (edificios) se hizo necesario acudir a las habilidades de la ingeniería.

La ciencia y la Ingeniería han avanzado mucho en los tres últimos siglos a pesar que su desarrollo se ve obstruido antes del siglo XVIII debido a la persecución que se les dio a los hombres de ciencia debido a la creencia de que eran brujos. Al final la ciencia y la ingeniería siempre se han codeado con las verdades últimas.

La ingeniería en la actualidad puede verse como la ingeniería del desarrollo e investigación, en la que cada día se puede aumentar la eficiencia de los sistemas diseñados; y la ingeniería que se dedica a mantener funcionando los sistemas obsoletos, la que cada día lucha por mantener funcionado artefactos que cumplen con su cometido, pero sin importar su eficiencia por qué no se tienen otras opciones.

La ingeniería forma parte del quehacer cotidiano del hombre, en la actualidad es muy difícil que una persona esté ajena a sus beneficios, por lo que se puede decir que es necesaria para humanidad y que además permite al hombre mejorar su calidad de vida. La globalización del mundo ha permitido que los resultados de la ingeniería se encuentren al



alcance de todo el mundo, sin embargo la participación, preparación y desarrollo de los ingenieros en los países ricos es muy diferente a la que se da en los países pobres.

Los intereses económicos de las grandes empresas en los países desarrollados generan, de manera indirecta, que los ingenieros de los países pobres se encarguen de actividades secundarias, lo que contribuye notablemente en su pobreza y subdesarrollo de los propios países, generando un círculo vicioso. Por lo anterior la preparación de los ingenieros en nuestro país debe ser de calidad, para lograr participar en el desarrollo como generadores del saber y no sólo como simples consumidores.

El hombre siempre ha dedicado mucho trabajo al desarrollo de métodos y estructuras que hagan más útiles los recursos naturales. Esos hombres fueron los predecesores del ingeniero de la era moderna. La diferencia más significativa entre aquellos antiguos ingenieros y los de nuestro día, es el conocimiento en el que se basa sus obras.

La actividad fundamental de todo ingeniero es la toma de decisión para solucionar problemas. En la ingeniería dependerá principalmente del conocimiento basado en el hecho que se haya adquirido, de las habilidades que haya desarrollado y de su capacidad para continuar su auto-mejoramiento

En la ingeniería lo que se hace básicamente es ante la aparición de un problema buscar una solución basada en la ciencia y en el sentido común pero que sea tecnológicamente factible en ese momento. La ingeniería en si lo que busca es aplicar los conocimientos científicos al servicio de la humanidad implementando una serie de técnicas para su aplicación tangible.

La ingeniería de nuestros días se enfrenta esencialmente a los mismos tipos de problemas, que nuestros antepasados, el conocimiento científico ha florecido con una inmensa acumulación de información e investigación.

El objeto de toda cimentación es transmitir al terreno todas las cargas y sobrecargas de un edificio. Está claro que si el terreno fuese lo suficientemente duro y firme, no harían falta cimientos, sino que en la misma rasante del terreno se podrían construir las paredes o estructuras. Pero como esto no sucede así generalmente, hay que buscar la manera de que estas cargas y sobrecargas asienten en una mayor superficie del terreno a fin de que a cada porción del suelo le correspondan menos kilos que soportar, consiguiéndose, por tanto, una menor fatiga del terreno. Efectivamente: el terreno cede bajo la presión de una carga, obligando a sus moléculas a que modifiquen sus distancias y posiciones produciéndose entonces una deformación, la cual será menor cuanto mayor sea la cohesión y dureza del terreno.

Los terrenos pueden clasificarse en dos grandes grupos: los compresibles y los incompresibles. Es decir que la compresión es su principal característica y su resistencia vendrá determinada por el esfuerzo con que se oponga a la citada compresión.

Resolver científicamente un caso de cimentación es siempre difícil. Es cierto que el estudio de la Mecánica del suelo es de extraordinaria importancia, pues ella nos permitirá analizar los fenómenos para sus experiencias emplearlas en la práctica, con cierta aproximación que se considera como Suficiente, pero siempre será de una forma dudosa,



pues son muchos los coeficientes y mucha su variabilidad. Por esta razón no es necesario, a nuestro juicio, resolver un problema de cimentación recurriendo a la rigurosidad de la alta matemática.

Cuando un cimiento se apoya, o mejor dicho, tiene como base un terreno compacto formado por capas de reconocido espesor, resistencia y extensión, no hay peligro alguno para la estabilidad del edificio. Cuando el suelo no es compacto, o sea que está constituido por bancos de pequeña extensión, y pequeña potencia, mientras los estratos o capas tengan un espesor constante, entonces se podrá cimentar con alguna tranquilidad; pero si por el contrario el terreno es compresible y está formado por capas de espesor variable, entonces toda cimentación está expuesta a un verdadero peligro.

La ciudad de México es una de las metrópolis más antiguas en el hemisferio occidental. Ocupa una planicie antigua (que fue un lago) rodeada por montañas con más de 16 millones de personas en un área de aproximadamente 1500 kilómetros cuadrados. El subsuelo de la ciudad de México tiene propiedades únicas. El contenido de agua es mayor a 400 %, el índice de plasticidad excede 300% y el índice de compresión C_c puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1. Lo anterior, ubica a los sedimentos lacustres de la ciudad de México como altamente compresibles, lo que ha dado lugar a intrincados problemas de cimentación para la construcción de edificios elevados y de gran peso en la ciudad de México. El antecedente más completo sobre la caracterización del subsuelo de la ciudad de México se debe a Marsal y Mazari (1959), en tanto que la experiencia más exitosa sobre la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México se debe a Zeevaert (1957a, 1972).

La región en donde se ubica la ciudad de México tiene alta sismicidad, como quedó constatado el 19 de septiembre de 1985, al ocurrir un terremoto frente a la costa del pacífico, con una magnitud 8.1 Ms y una intensidad variable que alcanzó IX en algunas partes de la ciudad. El sismo causó que muchos edificios sufrieran asentamientos excesivos e inclinaciones importantes, incluso el derrumbe total de algunas estructuras. Durante el sismo se perdieron más de 20,000 vidas y los daños se estimaron en más de 5,000 millones de dólares. Existe una fuerte correlación entre la distribución espacial del daño asociado al evento de 1985 y la ubicación de los sedimentos lacustres; por tanto se tiene la certeza de que las características y propiedades del subsuelo de la ciudad de México desempeñaron un papel principal en tan desastroso evento.

Los sedimentos lacustres de origen volcánico de la ciudad de México presentan propiedades índices y mecánicas singulares, que no se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos. Su comportamiento mecánico, tanto estático como dinámico es complejo y a la fecha aún presenta desafíos de interpretación. En general, el ángulo de fricción interna de los suelos disminuye al aumentar el índice de plasticidad.

La ciudad de México tuvo un lento crecimiento hasta la década de los años 40 cuando se inició la construcción de edificios altos, entre los cuales destaca la Torre Latinoamericana basada en un sistema novedoso de cimentación compensada con pilotes de fricción (Zeevaert 1957a, b).



ANTECEDENTES





1. ANTECEDENTES

La cimentación es el medio por el cual se transmiten las cargas de una edificación de manera controlada, distribuida y uniforme al suelo en donde se localiza; cabe mencionar que una cimentación no va a estar siempre a una misma profundidad por lo que eso será otro motivo que influye en la decisión de la elección del tipo de cimentación adecuada.

1.1. Localización

Se solicitó la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos en tres predios ubicados a un costado de la carretera Libre México-Toluca No.4543, en el Pueblo el Contadero, Delegación Cuajimalpa, México D.F., donde se proyecta la construcción de edificios de cuatro sótanos y veintidós niveles superiores para uso habitacional. Las áreas de los terrenos consideradas para este estudio son 3,375.85 m², 10,686.71 m² y 7094.006 m². La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.



FIGURA 1



1.2. Colindancias

En la siguiente figura (2) se muestran las colindancias del predio de interés.

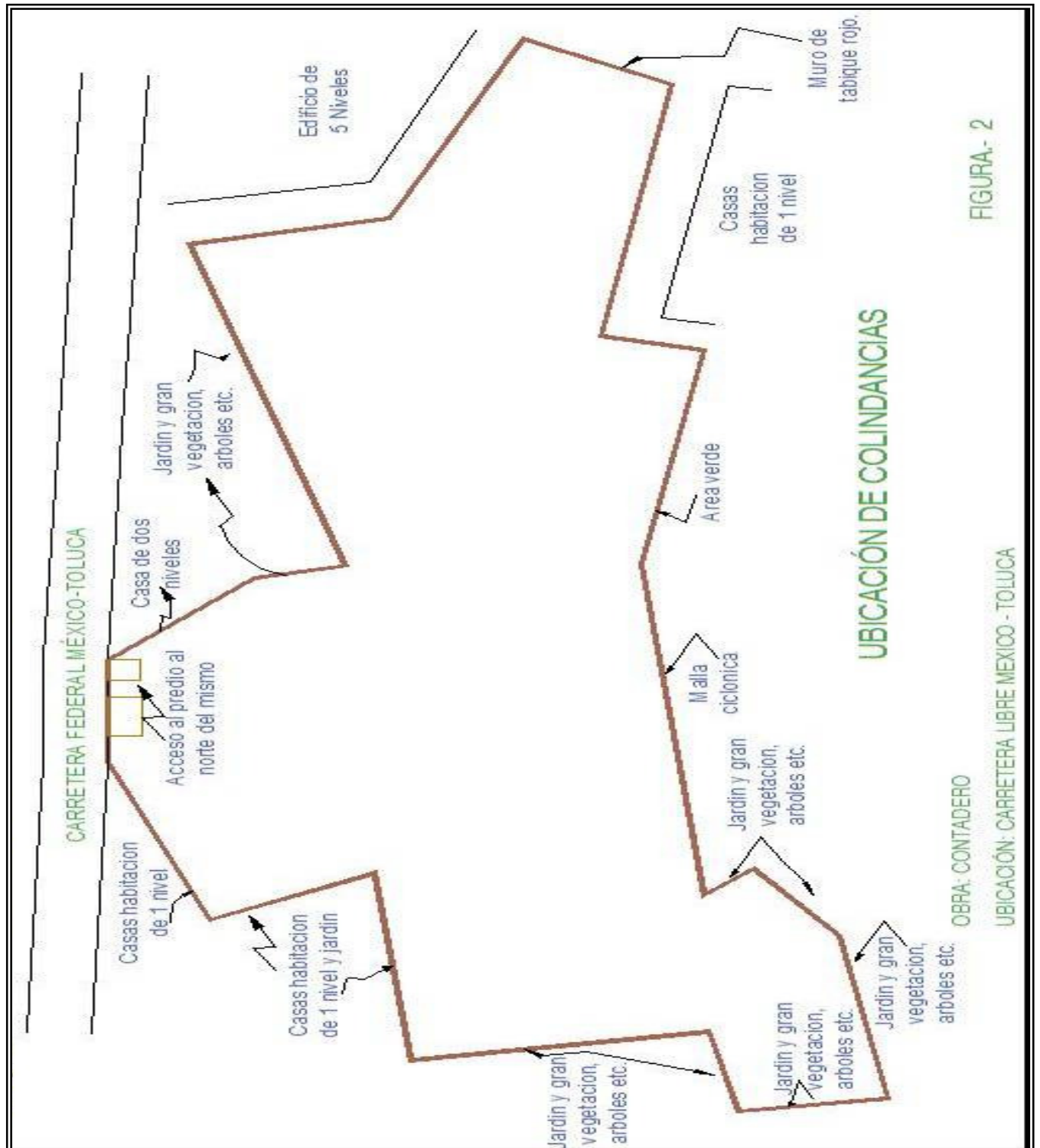


FIGURA- 2

FIGURA 2 COLINDANCIAS DEL SITIO DE INTERES



1.3. Descripción del proyecto

En este proyecto se desean construir edificios de cuatro sótanos y veintidós niveles, de acuerdo a lo anterior se requieren de excavaciones variables entre 8 y 20 m con respecto al nivel actual del terreno, por lo que será necesario diseñar un sistema de retención temporal para mantener estables los taludes a corto plazo, mientras se construyen los sótanos proyectados.

El sótano más bajo se encontrara en la cota -20 con respecto al nivel de banquetta, y la altura máxima del edificio será de 75 m. La estructura estará dispuesta con claros de 7m por 8.25 m.

1.4. Objetivo

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada de Lomas, que se caracteriza básicamente por tener depósitos tobaceos y materiales pumíticos, que fueron explotados en forma subterránea durante las décadas 60 y 70, por lo que será necesario realizar sondeos profundos que permitan evaluar las condiciones de continuidad, resistencia y compacidad de los depósitos profundos por debajo de las estructuras proyectadas, y de acuerdo a los resultados obtenidos se dictaminará el desplante de la cimentación más adecuado que garantice la estabilidad de la misma. Dado que el predio de interés se encuentra dentro del perímetro de las denominadas “zonas minadas” de la Zona Metropolitana, donde los depósitos naturales del subsuelo fueron explotados a cielo abierto y en forma subterránea, modificando la topografía de la superficie del terreno, de forma aleatoria.

Posteriormente las áreas deprimidas explotadas, fueron rellenadas en diferentes épocas y ocupando diferentes áreas, sin ningún control en cuanto a la calidad de los materiales de relleno, ni en su procedimiento de colocación, dando lugar a rellenos heterogéneos tanto en su constitución como en su compacidad, que actualmente constituyen los materiales que afloran a la superficie del terreno en el área de interés.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO



2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Generalidades

En una investigación de 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 ocho sondeos profundos de tipo penetración estándar, a 18 m de profundidad, denominados SPT-1 a SPT-8, además para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo se realizaron treinta y tres pozos a cielo abierto entre 2.0 y 2.5 m de profundidad, denominados PCA-1 a PCA-33, ambos ubicados en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la existencia de rellenos de mala calidad o arcillas expansivas, la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad, así como los espesores correspondientes para cada estrato encontrado.



FOTO DE UNA DE LAS MUESTRAS INALTERADAS DEL PREDIO

2.2. Pozos a cielo abierto

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

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



IMAGEN DE ALGUNOS POZOS EXCAVADOS.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), que en este caso sólo se detectó la presencia de un espejo de agua en algunos pozos realizados, sobre todo en los pozos ubicados en las zonas bajas del terreno.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio.

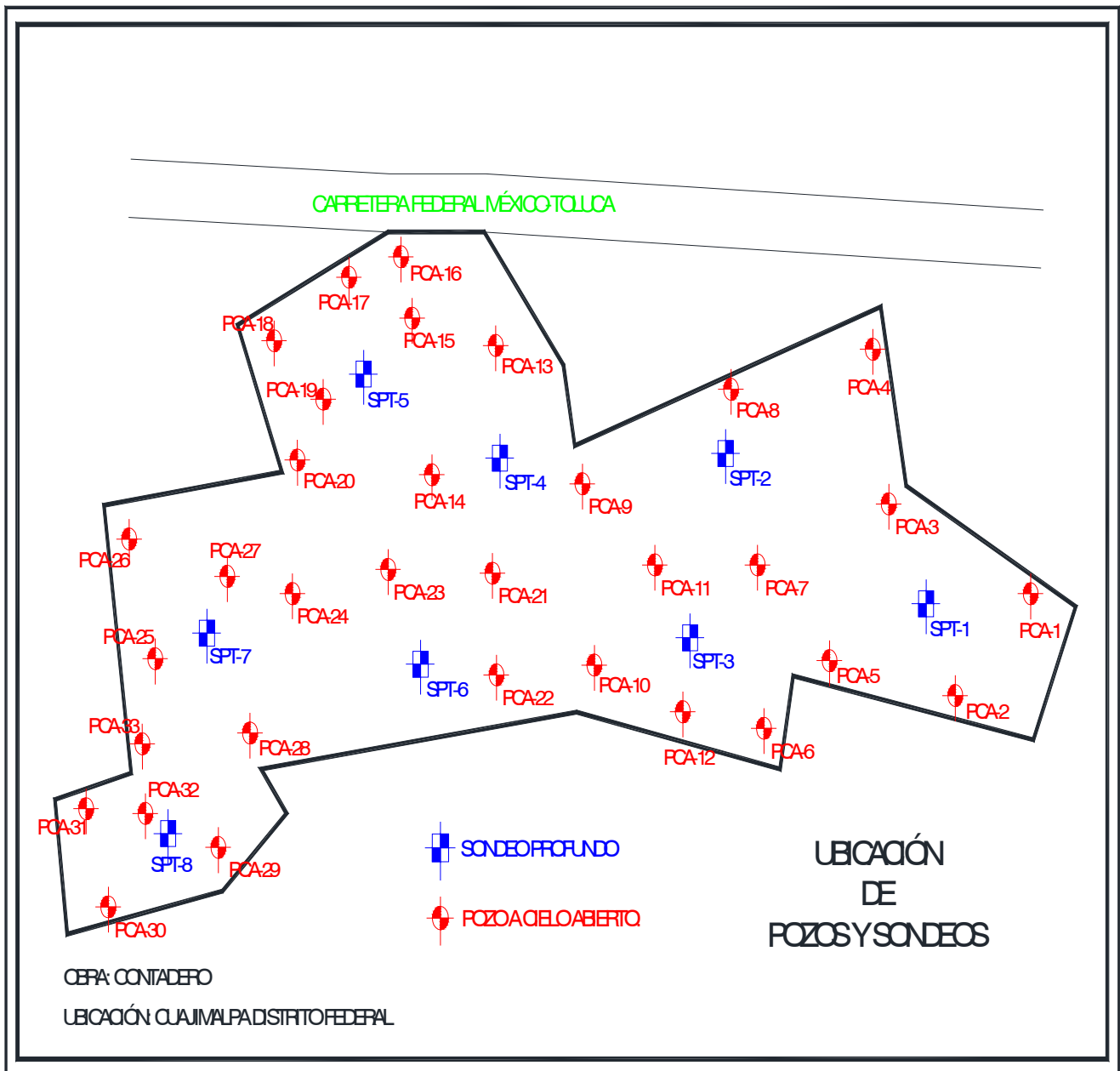


Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las colindancias. Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

En la figura 3 se presenta un croquis con la ubicación de los pozos y de los sondeos de penetración estandar realizados dentro del terreno.

FIGURA 3



En la figura 4 se muestra una zonificación de acuerdo a los espesores que tiene la capa de suelo vegetal y la capa de arcilla plástica expansiva que se detectó en el predio, mismos que deberán de recortarse en una profundidad media de 60 cm, y restituirlos posteriormente con material controlado para dejar el nivel actual del terreno.



FIGURA 4 ZONIFICACION DE ESPESORES DE CAPA VEGETAL QUE DEBERÁ RECORTARSE Y RETIRARSE EN SU TOTALIDAD

2.3. Sondeos con equipo mecánico

Además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, para determinar las características superficiales del subsuelo, como ya se menciona anteriormente, se realizaron en el sitio de interés, ocho sondeos profundos mediante el uso de maquinaria rotatoria Long Year 34.



IMAGEN DE LOS SONDEOS PROFUNDOS REALIZADOS

Los ocho sondeos profundos de tipo Penetración Estándar denominados SPT-1 a SPT-8 fueron realizados 18 m, y permitirán determinar la capacidad de carga del terreno y la magnitud de los asentamientos máximos esperados, así como de conocer la continuidad del suelo y determinando la posible existencia de cavidades.



2.4. 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 golpes necesarios para llevar la penetración del tubo partido de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

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

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

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

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



MUESTRAS ALTERADAS EXTRAÍDAS DEL TUBO PARTIDO DE LOS SPT'S.



MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS EXTRAÍDAS DE LOS PCA'S.



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



LABRADO DE MUESTRAS Y PRUEBA DE LIMITES DE CONSISTENCIA

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

3.2 Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Porcentaje de finos
- 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



PRUEBA TRIAXIAL Y DE GRANULOMETRÍA

En las muestras inalteradas cúbicas de la subrasante se realizaron las siguientes pruebas.

1. Contenido natural de agua
2. Límites de consistencia
3. Contracción lineal
4. Valor relativo de soporte (CBR)



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

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

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

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.

Limite de consistencia

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido.



El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad), es decir, la propiedad que presenta los suelos hasta cierto límite sin romperse.

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por Atterberg a principios de siglo a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.



Compresión simple

El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual, como se verá más adelante se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, ya que entrega un resultado conservador. Este ensayo puede definirse en teoría como un caso particular del ensayo triaxial.



Prueba triaxial

En la actualidad el uso de pruebas triaxiales en laboratorios de suelos, arroja resultados más precisos en la obtención de los parámetros de resistencia C y ϕ del suelo. Estas pruebas son de mayor confiabilidad al momento de determinar la resistencia del suelo y nos dan opción de conocer en forma más completa las características mecánicas de un suelo.

Estos métodos se refieren a la determinación de los parámetros de resistencia de los suelos mediante el ensayo de compresión triaxial. Los métodos descritos son: el ensayo de compresión triaxial consolidado no drenado (CU) con o sin medición de la presión de poros; el ensayo drenado (CD), y el ensayo no consolidado no drenado (UU) con o sin medición de las presiones de poros. Los parámetros obtenidos son el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C), y cuando se midan las presiones en los poros, podrán calcularse los valores efectivos de la fricción interna y la cohesión, (ϕ' y C'). Los valores así obtenidos pueden emplearse en diferentes análisis de estabilidad como por ejemplo en fundaciones de estructuras; en cortes y taludes o en estructuras de retención, problemas en los cuales la resistencia del suelo a corto y largo plazo, tiene importancia significativa



Prueba Consolidación

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

La consolidación de un suelo es un proceso lento, puede durar meses y hasta años. Es un proceso asintótico, es decir, que al comienzo es más veloz, y se va haciendo cada vez más lento, hasta que el suelo llega a una nueva situación de equilibrio en la que ya no se mueve.



Equipo de laboratorio

A large, faded version of the UNAM logo is centered in the background. It consists of a shield with a sun and moon, flanked by two eagles, topped with a crown, and surrounded by a banner with the motto "VERITAS LIBERABIT VOS". The shield is set within a decorative frame that resembles a stylized book or a set of columns.

**RESEÑA ESTADIGRAFICA DEL
SUBSUELO**

FES Aragón

4. RESEÑA ESTATIGRAFICA DEL SUBSUELO

4.1. Levantamiento geológico

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como la Zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango, como se muestra en la figura 5.



FIGURA 5 GEOLOGIA REGIONAL



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

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variables, producidas por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter, al ser transportadas por nubes ardientes constituidas por la expulsión violenta de los conos volcánicos de masas de gases a altas temperaturas y materiales piroclásticos finos, que por gravedad descienden hacia las partes bajas depositando los materiales a su paso.
- b) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

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

4.2. Factibilidad de existencias de cavernas

CAVIDADES DEJADAS POR LA EXPLOTACION DE ARENAS PUMITICAS



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

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

- a) Todas las cavidades son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto de altura, como ancho; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Se observan con mayor atención los niveles en los que se conoce la existencia de capas de materiales pumíticos.



- c) Usualmente las minas arrancan de barrancas ó de cortes, a partir de los que se podían reconocer aquellos mantos ó lentes de materiales útiles para la construcción.

- d) La explotación se efectuaba a través de túneles o galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto ó en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda, podían salvar claros grandes.

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



4.3. Características estratigráficas

La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas. (Ver figura 6)

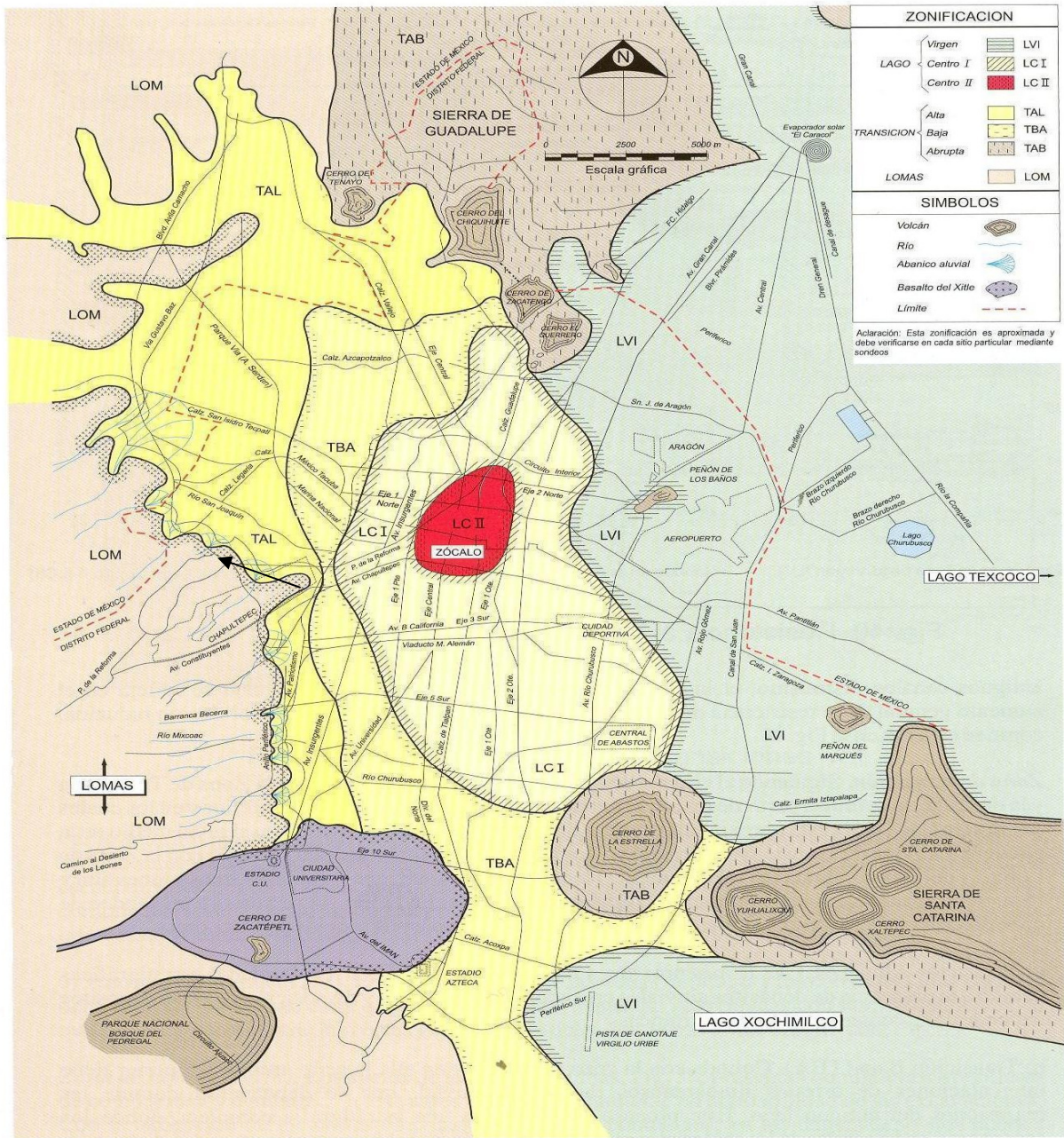


FIGURA 6 ZONIFICACION GEOTECNICA



4.4. Descripción estratigráfica del subsuelo

La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México forma parte de la Sierra de las Cruces, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas y geotécnicamente Formación Tarango.

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

Desde 0.60 m de profundidad y hasta la máxima profundidad explorada se encuentra una toba volcánica arcillo limosa poco arenosa, café clara, de compacidad media y poco compresible, excepto superficialmente con un espesor variable entre 30 y 80 cm se encuentra un material redepositado en forma natural y de suelo de capa vegetal que deberá ser despalmada en su totalidad y retirado fuera de la Obra a donde lo indique la dirección de Obra.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial efectuado, se tienen materiales redepositados en forma natural y capa de suelo vegetal con espesores variables entre 0.30 y 0.80 m constituidos por materiales arcillosos poco limo arenosos, posteriormente se detectaron materiales redepositados en forma natural de consistencia media, y subyaciendo a estos se tienen materiales tobaceos resistentes de depósito natural que están constituidos por materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas areno-arcillosas poco limosas, y arenas limo-arcillosas de consistencia dura y contenido natural de agua medio de 40%, e índice de resistencia a la penetración estándar variables entre 15 y 30 golpes en los primeros 8 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de esta profundidad y hasta la máxima alcanzada se encontraron materiales tobaceos areno arcillosos y arcillo arenosos con índice de resistencia mayor a 50 golpes, no habiéndose encontrado materiales pumíticos, ni tampoco se detecto indicio de cavidades subterráneas.

Excepto en los sondeos SPT-2, SPT-3 Y SPT-8 donde los materiales resistentes con más de 50 golpes se profundizan a profundidades variables entre 11 y 14 m con respecto al nivel actual del terreno.

En función de lo anterior y a la exploración realizada se considera que en el área que ocupará la estructura de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades en el suelo producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura ocasionando su inestabilidad.

Considerando los resultados de la exploración y muestreo del subsuelo, se realizaron cuatro cortes estratigráficos y se muestran en las figura 7 a 10., en los que se indican los estratos más representativos de los materiales del sub-suelo, hasta la máxima profundidad explorada



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

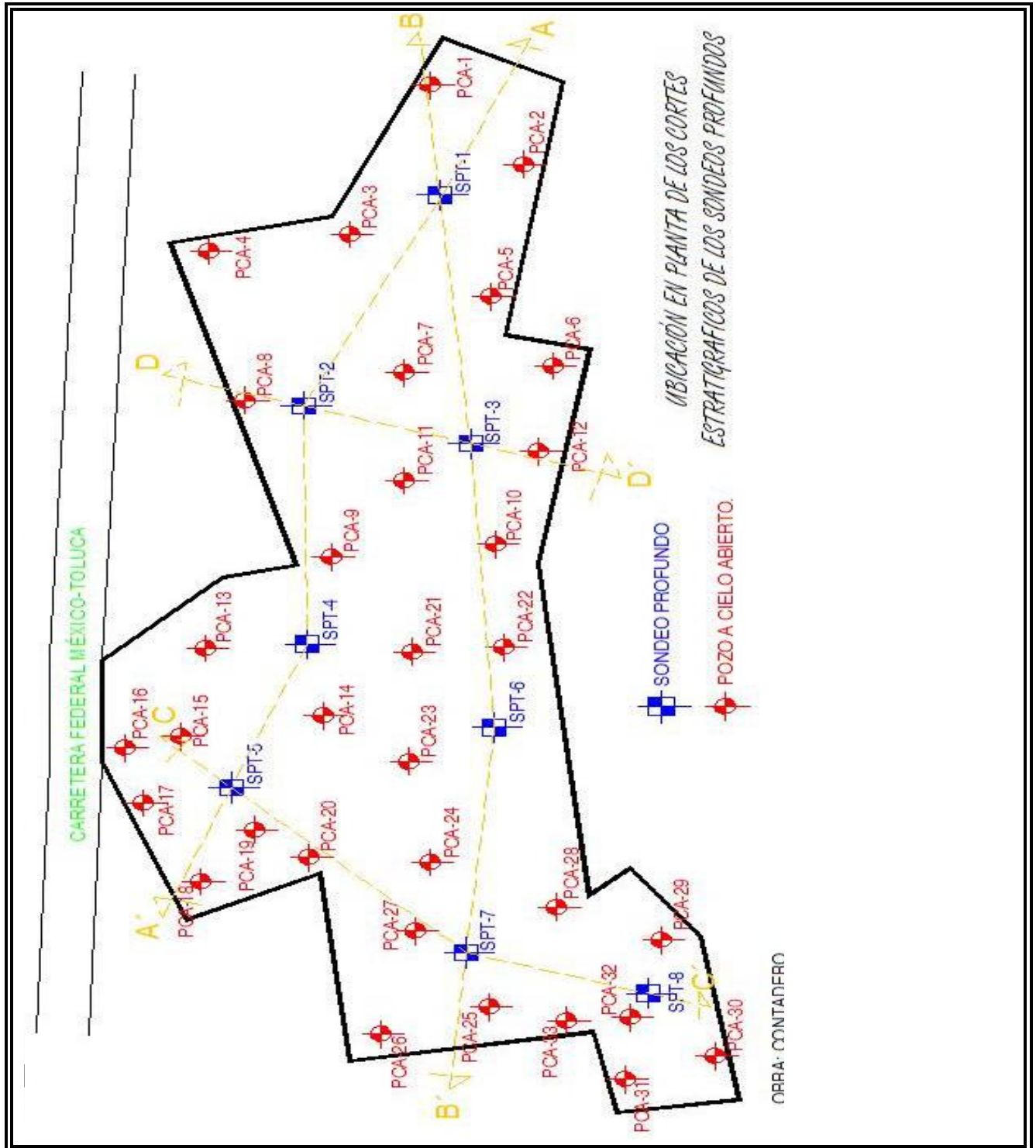
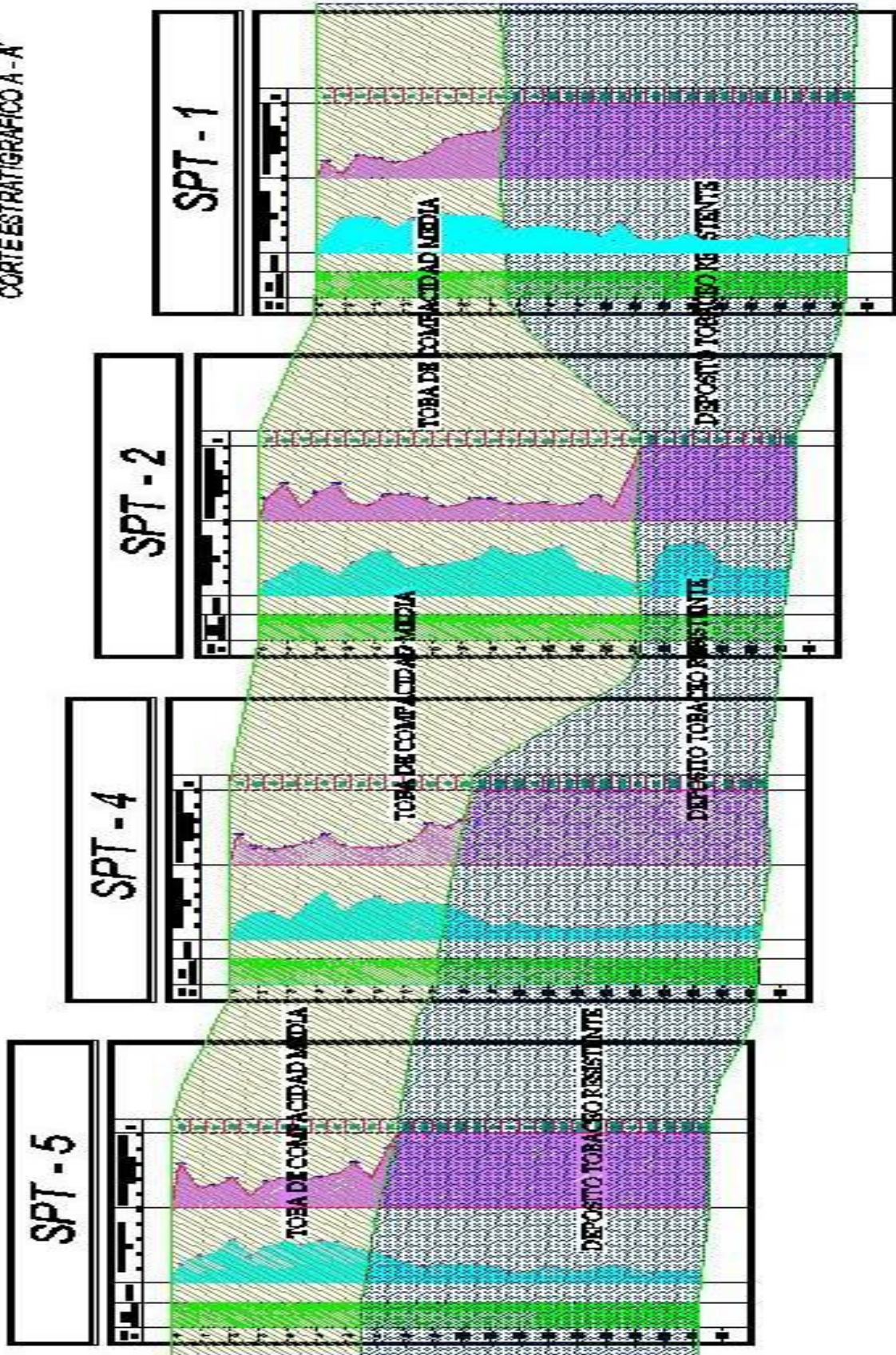


FIGURA 7 PLANTA DE CORTES ESTRATIGRAFICOS



CORTE ESTRATIGRAFICO A - A'





CORTE ESTRATIGRAFICO B-B

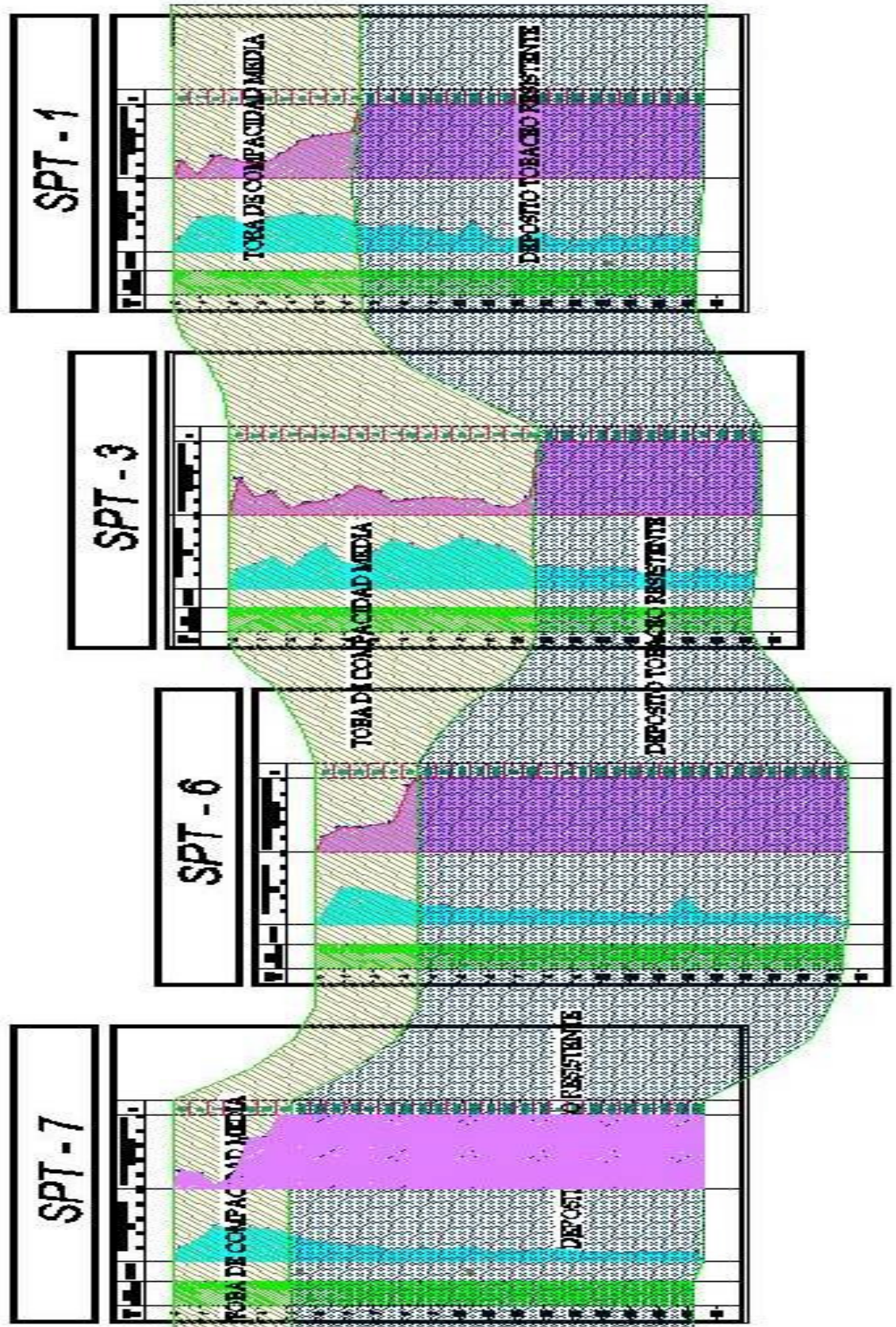
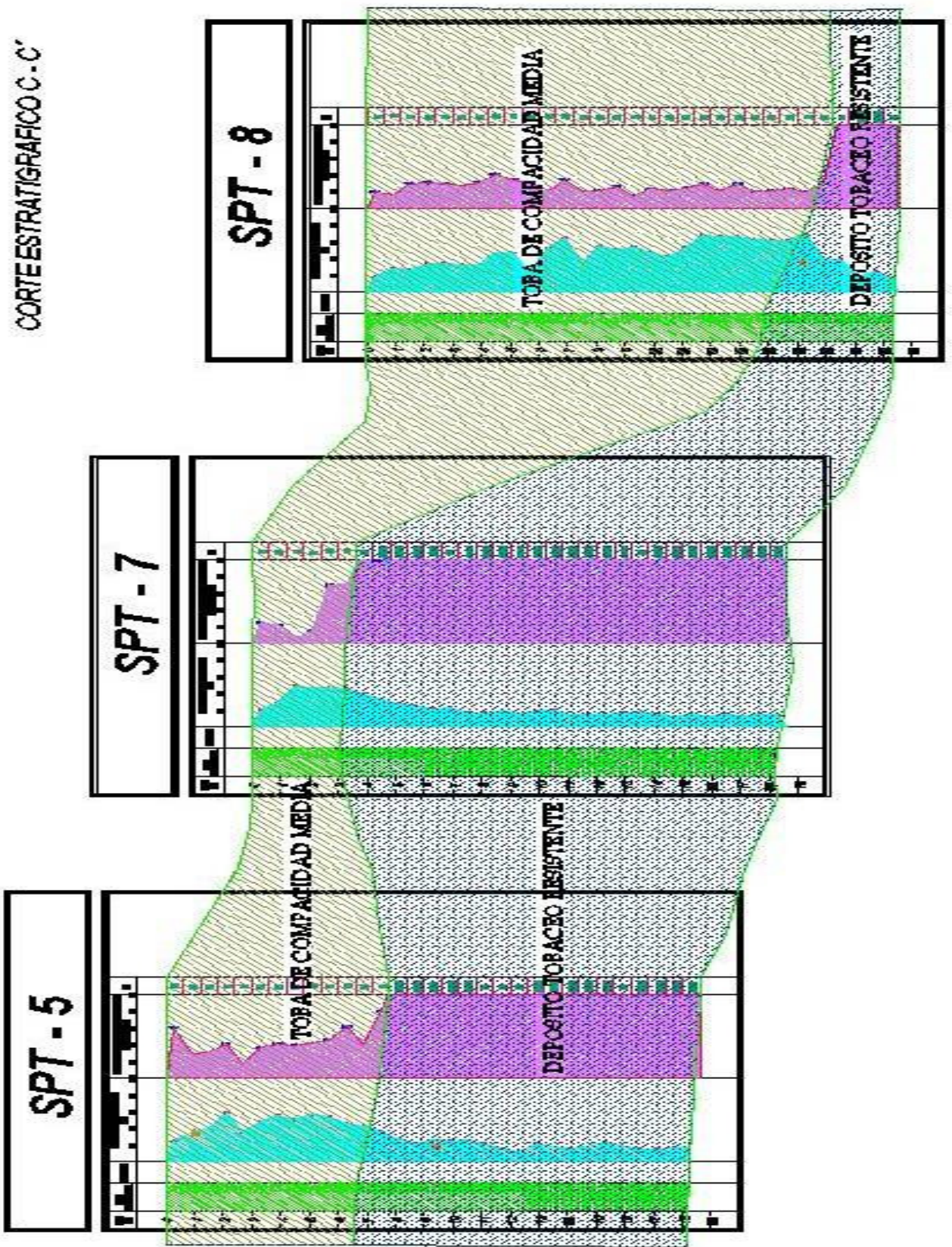


FIGURA 9

FIGURA 9 CORTE ESTRATIGRÁFICO



CORTE ESTRATIGRAFICO C-C'





De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Cuenca del Valle de México, el predio de interés se encuentra en la zona de Lomas con características semejantes a la de transición alta y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16

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

DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIÓN



5. DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACION

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que los edificios proyectados de cuatro y cinco niveles, los cuales transmitirán una carga de 1 ton/m^2 por nivel y 1.5 ton/m^2 para el peso de la cimentación; así como las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia de una capa vegetal y materiales de arcillosos poco arenoso café oscuro, con contenidos de agua variable entre 20 y 40%, intensamente grumosa, de plasticidad media a alta y de consistencia blanda a media, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 4 y 20 golpes, subyacida a profundidades variables entre 4 y 17 m de profundidad por materiales de resistencia variable entre media y firme, constituidos por arcilla limosa intercalada con estratos de arcilla arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina, subyaciendo a éste estrato y hasta la máxima profundidad explorada, se tienen materiales resistentes de depósito natural constituidos por arena poco limosa con gravillas, de color gris oscuro, en base a lo anterior se juzga que las alternativas de cimentación más adecuadas serán:

a) Como primera alternativa es emplear zapatas aisladas o corridas desplantadas a 1.5 m con respecto al nivel actual del terreno, apoyadas sobre material natural de tipo tobaceo que se encuentra a partir de 60 cm promedio, o bien sobre una plataforma de mejoramiento de aproximadamente 0.60 m de espesor si se desea conservar el nivel actual del terreno, de lo contrario se recomienda hacer un despalme general en todo el terreno del orden de 60 cm promedio para retirar el material a café oscuro, y desplantar el edificio sobre material natural de tipo tobaceo, como se indica en la figura 11a.

En el caso de extraer la capa superficial de 60 cm de espesor promedio, y conservar el nivel actual del terreno así como configurar plataformas horizontales en su totalidad que existe bajo el sembrado de cada estructura, deberá suministrarse material de banco, en capas de 20 cm, compactado al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar (como se indica en las figuras 11 a -d).

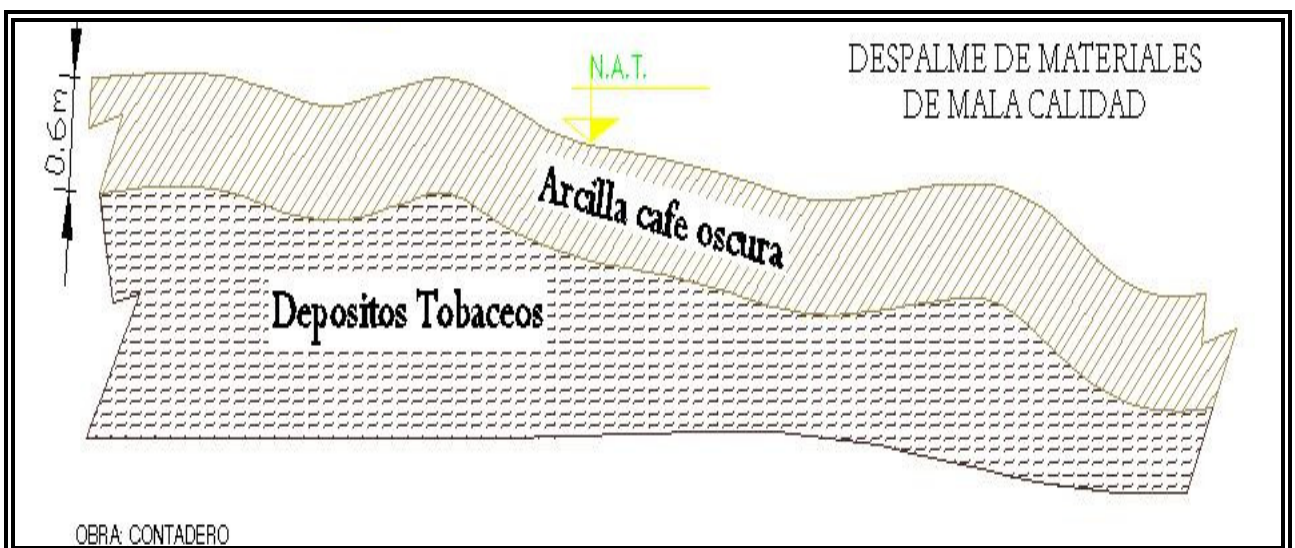


Figura 11^a

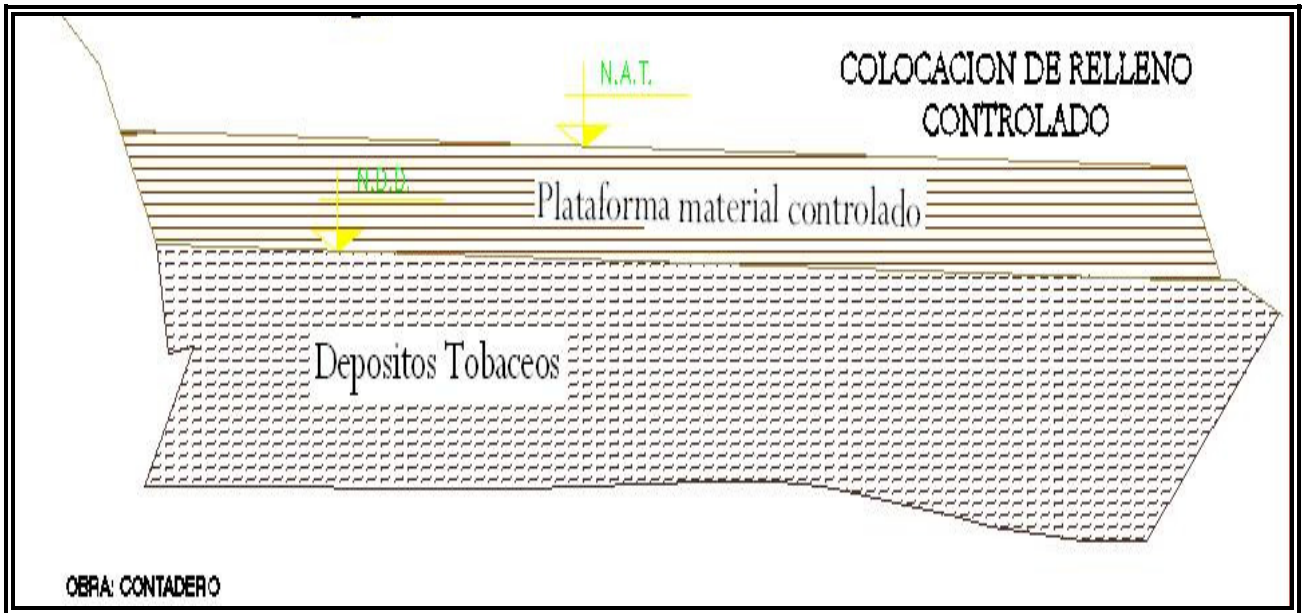
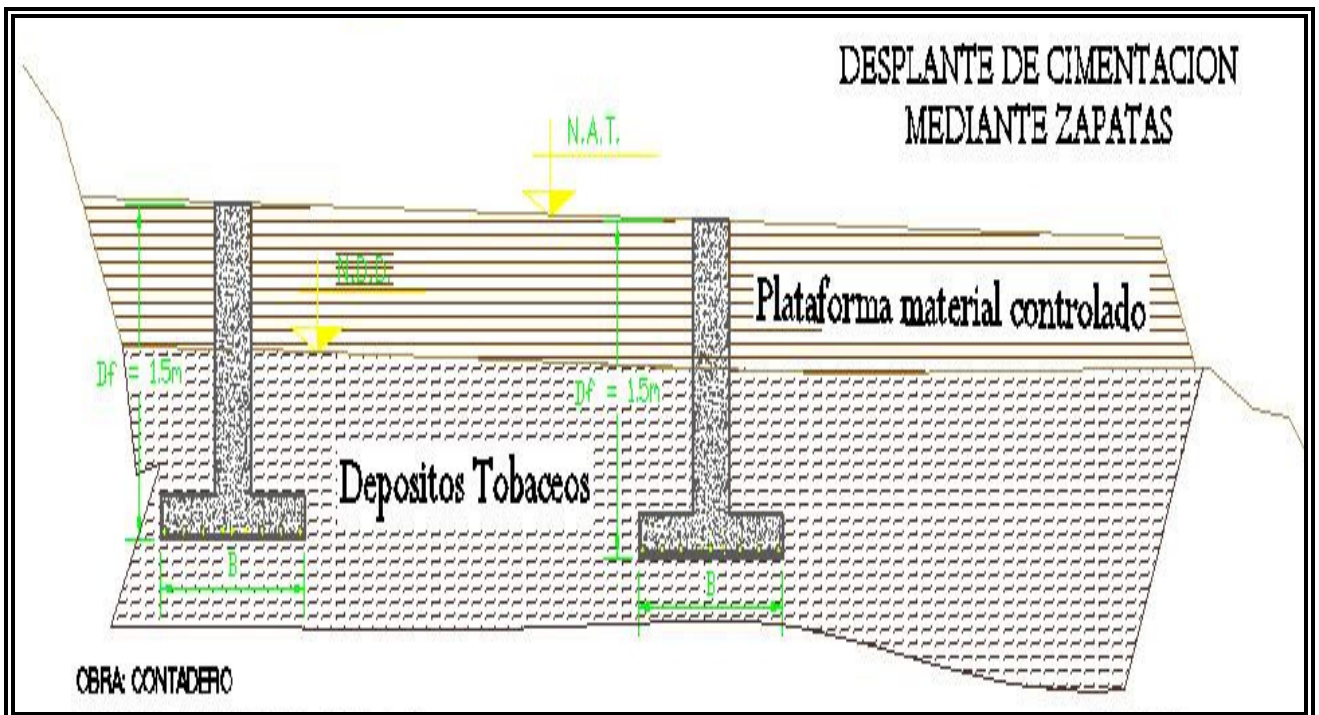
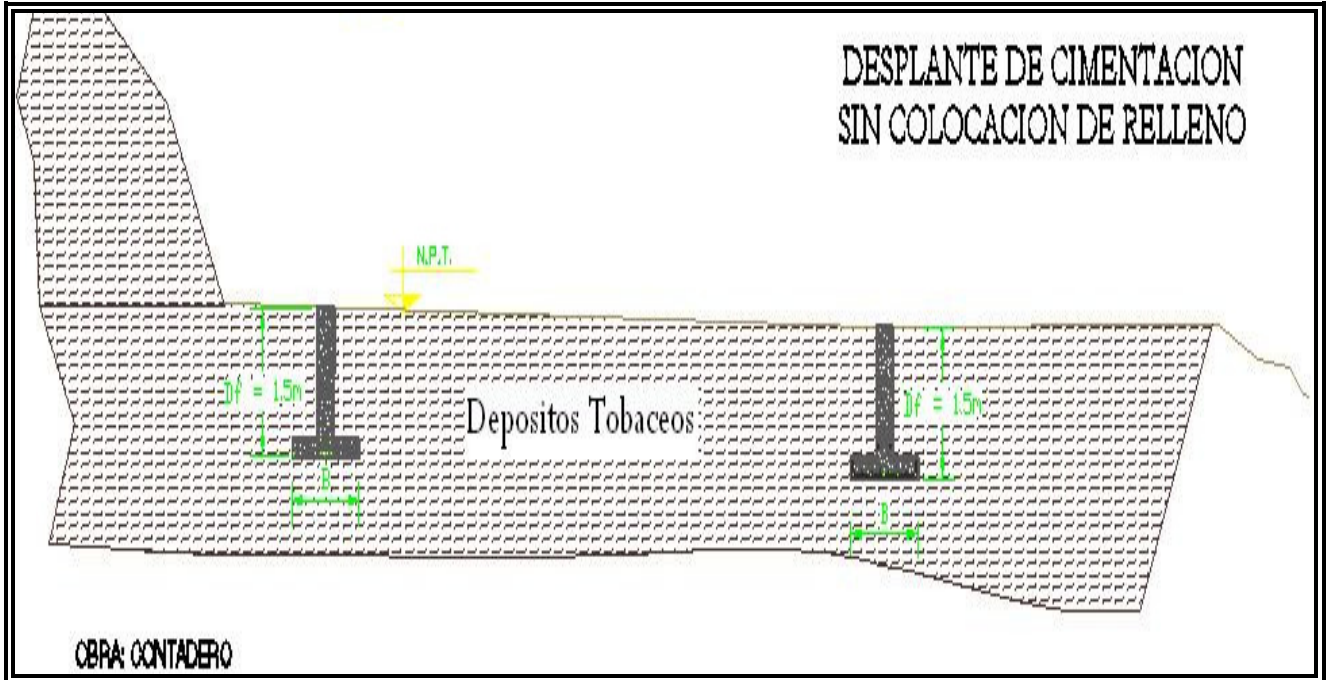


Figura 11b



FIGURAS 11 a- c DESPLANTE DE LAS ZAPATAS DESPLANTADAS SOBRE UNA PLATAFORMA DE MATERIALES CONTROLADOS APOYADOS A SU VEZ SOBRE MATERIALES NATURALES



FIGURAS 11d DESPLANTE DE LAS ZAPATAS DESPLANTADAS SOBRE MATERIALES NATURALES

a) Como segunda alternativa la cimentación podrá resolverse mediante pilas de fuste recto coladas en seco, y desplantadas a profundidades variables entre 6 y 19 m apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes (ver figura 11 e).

Lo anterior se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes se encuentra a profundidades variables entre 7 y 8 m con respecto al nivel actual del terreno.

En particular la zona donde se efectuaron los sondeos SPT-2 y SPT- 3 que se encuentran localizados en la parte norte del predio se presentan suelos tobaceos con más de 50 golpes a partir de profundidades variables entre 11 y 14m.

Como caso especial el sondeo SPT-8, que se ubica en la sur del predio se presentan suelos tobaceos con más de 50 golpes a partir de profundidades medias de 17 m

Dependiendo de la magnitud de las cargas de los edificios y por proceso constructivo resulta ser como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a profundidades variables entre 6 y hasta los 19 m en el caso más crítico con respecto al nivel actual del terreno como se indica en la figura 11 e.

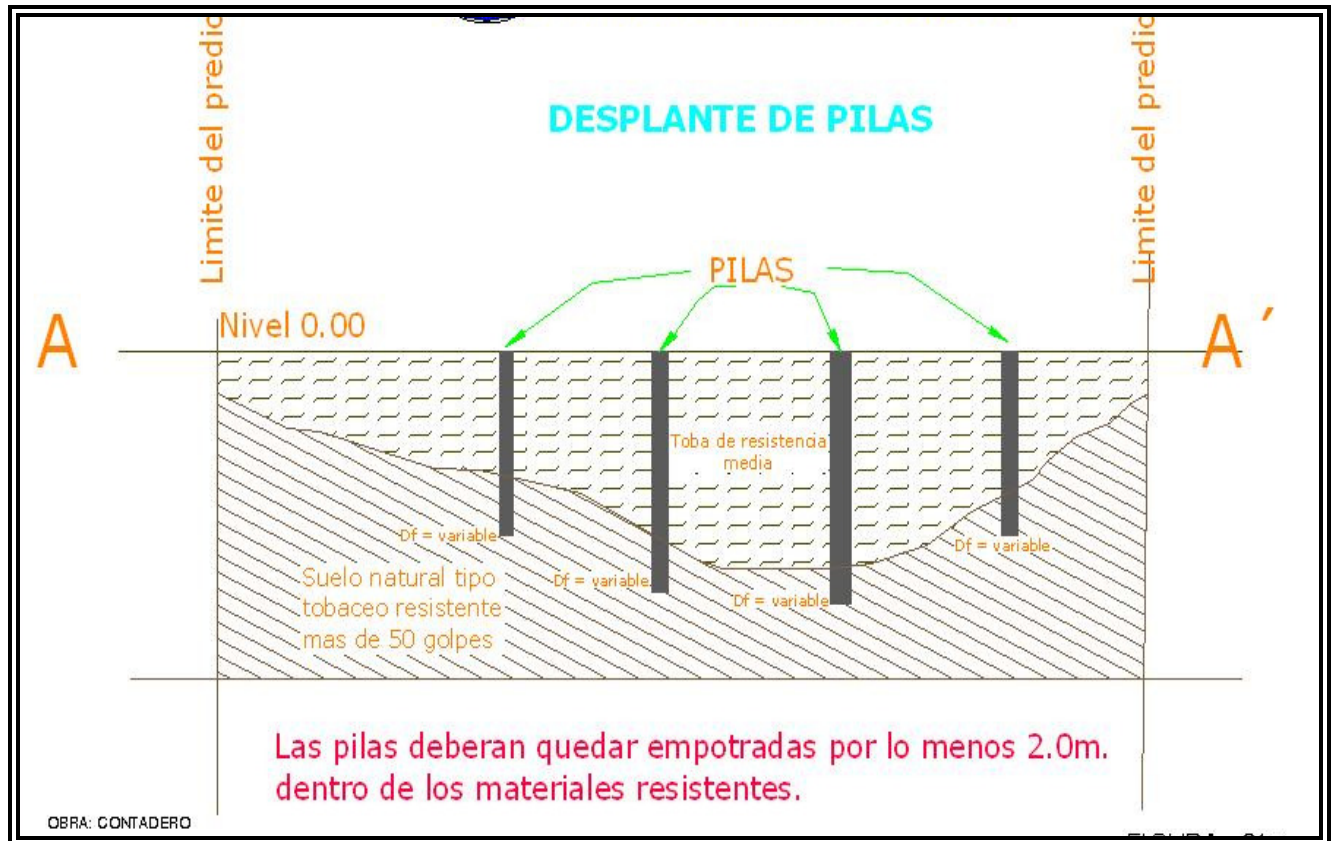


FIGURA 11 e. DESPLANTE DE PILAS EN ZONA DE RELLENOS

A continuación se presenta la cimentación recomendada.

5.1. Alternativa mediante Pilas

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

Lo anterior se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes se encuentra a profundidades variables entre 4 y 8 m con respecto al nivel actual del terreno.

En particular la zona donde se efectuaron los sondeos SPT-2 y SPT-3 que se encuentran localizados en la parte norte del predio se presentan suelos tobáceos con más de 50 golpes a partir de profundidades variables entre 11 y 14m.

Como caso especial el sondeo SPT-8, que se ubica en la sur del predio se presentan suelos tobáceos con más de 50 golpes a partir de profundidades medias de 17 m.



Dependiendo de la magnitud de las cargas de los edificios y por proceso constructivo resulta ser como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a profundidades variables entre 6 y hasta los 19 m en el caso más crítico con respecto al nivel actual del terreno como se indica en la figura 11 e.

5.1.1 Determinación de la 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 cohesivos y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:

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

donde:

- Q_a : Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
- c : Cohesión de apoyo en ton/m^2 .
- F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- P_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m^2 .
- A_b : área transversal de la base de las pilas, en m^2 .
- $N''q$ y $N''c$: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

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

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

siendo:

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



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

Nc y Nqmax: 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:

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

donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

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

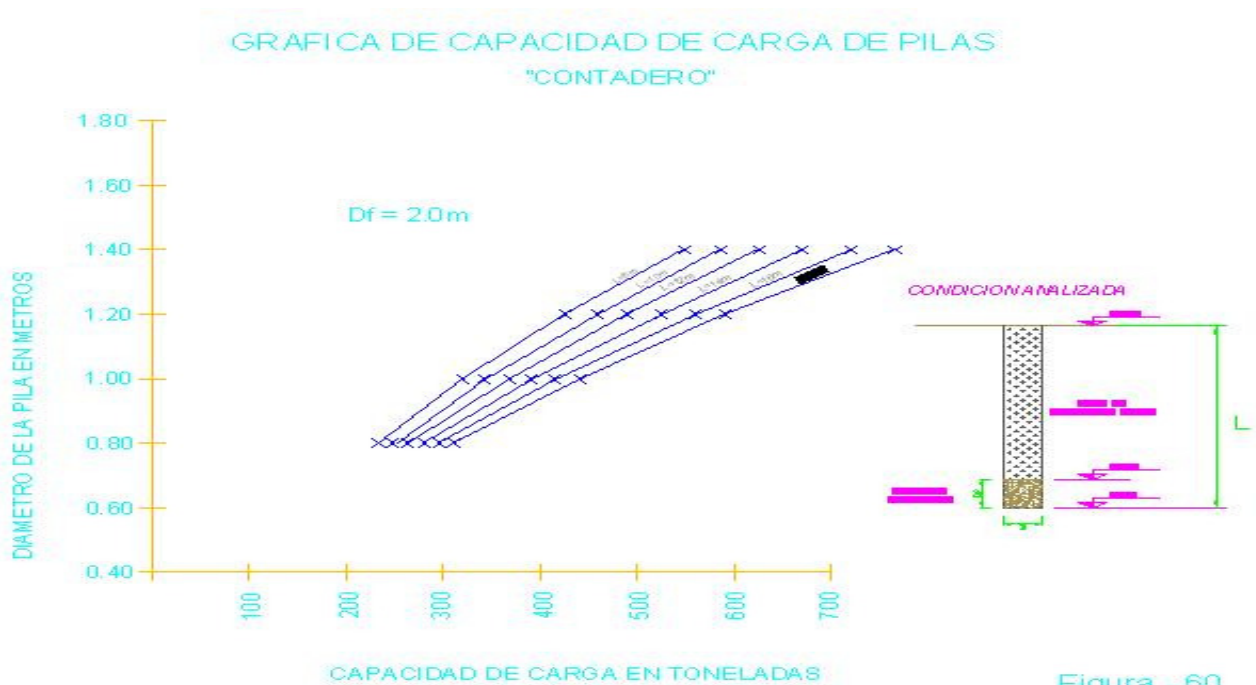
La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

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

siendo:

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

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 11 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose capacidades de carga ligeramente mayores a las obtenidas en la gráfica de la figura 12, donde se presenta la capacidad de carga en función del diámetro de la pila, tomando en cuenta que el empotramiento que tendrá la pila será total dentro de los materiales resistentes de apoyo.





CAPACIDAD DE CARGA PARA PILAS EN CONDICIONES ESTÁTICAS

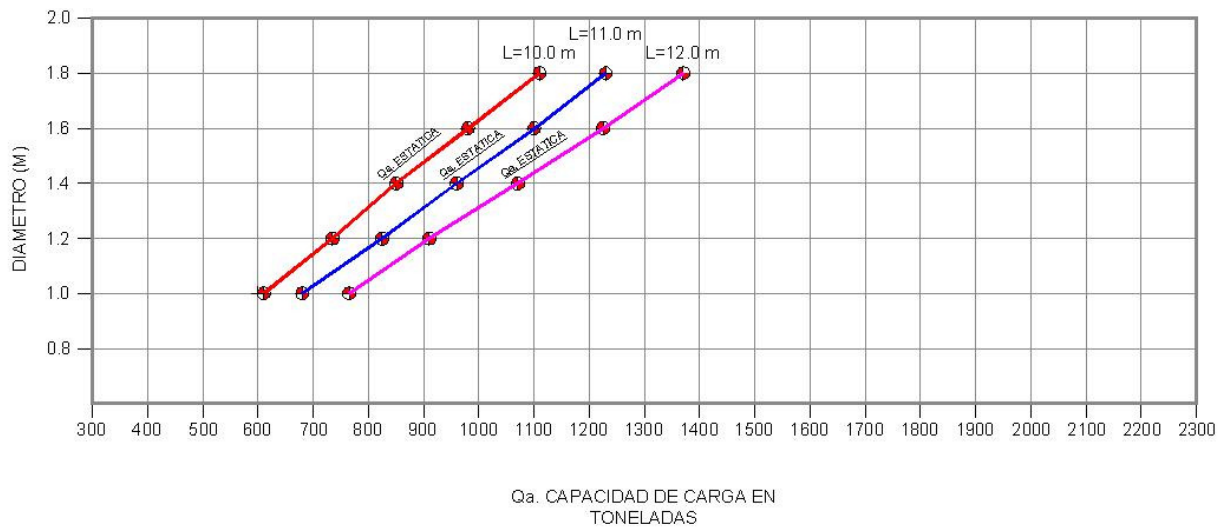


Figura 12 Capacidad de carga de pilas por punta y fricción desplantadas a Profundidades variables en condiciones estáticas

CAPACIDAD DE CARGA PARA PILAS EN CONDICIONES DINÁMICAS

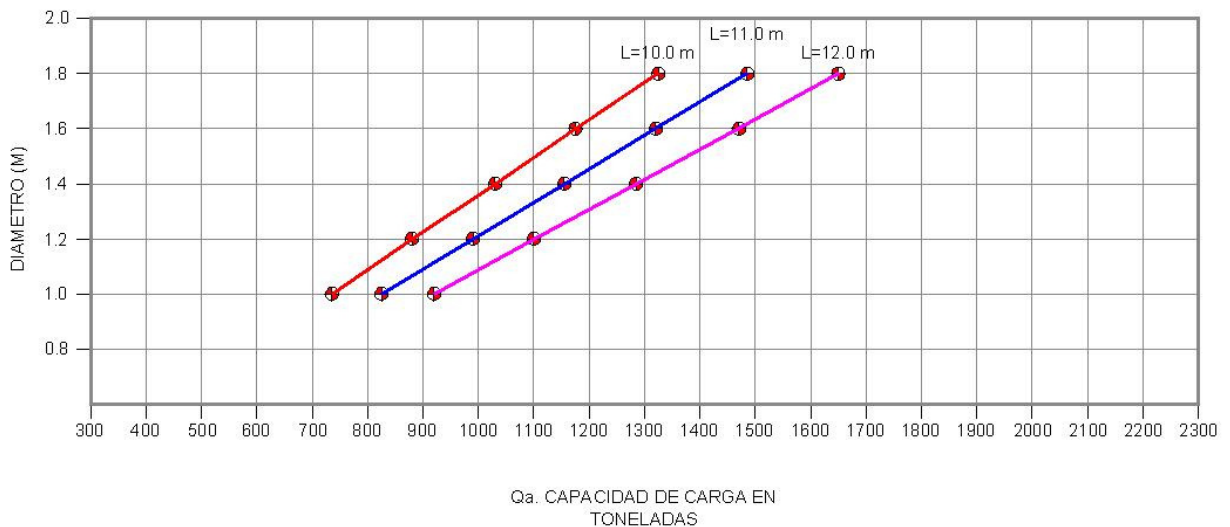


Figura 12 Capacidad de carga de pilas por punta y fricción desplantadas a Profundidades variables en condiciones dinámicas



5.1.2. Dimensionamiento de las pilas

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

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

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

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

5.1.3. Estado limite de falla en condiciones estáticas

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

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

donde :

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 zapata de 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.



5.1.4. 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:

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

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 cimentación, en m^2

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

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

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.



5.1.5. 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:

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

donde:

S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

L: longitud de la pila, en m.

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

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

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

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

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

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

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

u: relación de Poisson

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 12,000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.3, se obtuvieron asentamientos elásticos admisibles.

Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

Módulos de reacción.

El módulo de reacción del subsuelo se define como:

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



donde:

k : módulo de reacción, kg/cm^3 .

$\Delta\sigma$: incremento de esfuerzo neto, kg/cm^2 .

δ : asentamiento esperado, cm.

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

Tabla I. Módulos de reacción vertical para el diseño de pilas desplantadas a 20.0 m respecto al nivel de terreno actual

Diámetro de Pila (m)	Módulo Estático ($\text{ton/m}^2/\text{cm}$)	Módulo Dinámico ($\text{ton/m}^2/\text{cm}$)
0.8	1066	1386
1.0	800	1040
1.2	640	832.0

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

Tipo de suelo	Profundidades Efectivas	Módulo Estático ($\text{ton/m}^2/\text{cm}$)	Módulo Dinámico ($\text{ton/m}^2/\text{cm}$)
Capa vegetal	0.00 – 0.25 m	25.5	30.56
Arcilla con escasa arena	0.25 – 1.5m	62.0	96.5
Depósito tobaceo (arcilla limosa con escasa arena)	1.5 – 6.0 m	215.45	397.64
Depósito tobaceo (arcilla limosa con escasa arena)	6.0 – 13.0 m	415.25	817.30

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



5.1.6. Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas

Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas.

Realizar la perforación utilizando equipo con capacidad y herramientas, adecuadas para garantizar la verticalidad del barreno, además, es recomendable minimizar la alternación del suelo adyacente a la excavación, conservando las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando sobrexcautación lateral y vertical del terreno.

Para cada pila se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción.

Debe supervisarse que el empotre de las pilas sea en el material resistente.

Definido anteriormente y supervisado físicamente por un especialista durante el proceso de perforación

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

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

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. Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar el recubrimiento libre mínimo de 7 cm, entre paños de estribos y perforación.

- e) 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.



- f) 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.
- g) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- h) 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.
- i) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 20 cm con un valor de +2% al cual se le adicionará un aditivo fluidizante.



ESTABILIDAD DE TALUDES





6. ESTABILIDAD DE TALUDES

6.1. Estabilidad de taludes y protección a colindancias

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

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar a 20 m de profundidad para alojar a los cuatro niveles de estacionamiento, se establece que podrá efectuarse en dos o tres etapas.

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

En esta zona de acuerdo a las características de los materiales se establece que deberá emplearse un muro de concreto lanzado con malla electrosoldada y hasta cuatro cinturones de anclas de fricción postensadas temporales.

6.1.1 Determinación del proceso constructivo en las colindancias

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

En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de la exploración del subsuelo.
- La geometría del talud tiene 20 m de altura y es vertical
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es mínima considerada es de 2.0 ton/m^2 .
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

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

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



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

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

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

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

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

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

El 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.

6.2 Cortes y taludes verticales

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

Será necesario proteger los taludes verticales con concreto lanzado de 8 cm de espesor y 150 kg/cm^2 de resistencia a los 28 días, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/6-6 anclada a todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 50 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo. También será necesario colocar drenes de PVC de 2" de diámetro y de 7m de longitud con una inclinación de 5 grados hacia arriba que permita el escurrimiento del agua que se infiltre en los taludes, dispuestos a cada 8 m en el sentido vertical partiendo de 1.5 m hacia arriba con respecto al nivel de máxima excavación, es decir que se tendrán tres líneas en todo el talud. Esta estabilización deberá llevarse a cabo conforme progresa el corte.



Adicionalmente se dejarán lloraderos constituidos por tubos de PVC de 20 cm de longitud dispuestos en una reticula de 2m por 2m en el sentido horizontal y vertical con una ligera inclinación hacia la excavación.

6.2.1. Talud vertical para alojar a los sótanos de estacionamiento.

Se realizó un análisis exhaustivo de posibles fallas locales y generales del talud, considerando un talud vertical y los parámetros de la toba arenosa de compactación variable entre compacta y muy compacta.

De acuerdo con los resultados del análisis realizado, el talud deberá estabilizarse con un sistema de anclas y concreto lanzado. Se deberán colocar anclas a cada 3 m en el sentido vertical a todo lo alto del talud y a cada 3 m en el sentido horizontal a todo lo largo del talud, tensadas a 48 toneladas.

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

6.2.2. Cortes y taludes de 20m de altura

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

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de 2 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 empleó un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

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 ton/m^2 sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla en condiciones estáticas por deslizamiento resultó ligeramente menor a 1.3, siendo este valor el mínimo admisible para condiciones de corto plazo. Los círculos de falla más críticos para un talud de 19 m, con sus factores de seguridad obtenidos y los parámetros de resistencia utilizados en el cálculo.

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



6.3. Especificaciones y procedimiento de construcción del sistema de anclaje

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

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión.

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

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

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

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 10 Kg/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 tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobrevolumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en que 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 que se recomienda que se coloquen a 25 grados con respecto a la horizontal para evitar interferencias con instalaciones públicas, y deberá considerarse un apoyo en el punto de aplicación de la carga, es decir que el apoyo de la placa quede ortogonal a la trayectoria al ancla para su tensión, y la distribución con respecto a la superficie del talud será reticular a cada 3 m en el sentido horizontal y a cada 3.5 m en el vertical, iniciando a 1.75 m a partir de la corona del talud.

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

6.3.1 Tensión y longitud de anclas

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

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

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



donde:

P: capacidad del ancla, en ton.

P_i: presión de inyección de la lechada, 12 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 0.7

Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación de acuerdo a la distribución de anclas en las siguientes páginas se detallan para la primera etapa.

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.75	18	14	4	4	48
2	4.75	17	14	3	4	48
3	7.75	16	14	2	4	48
4	10.75	16	14	2	4	48

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

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



6.3.2 Secuela de procedimiento constructivo del anclaje

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente y alcanzado el primer nivel de anclaje se procederá a perfilar una caja de 20 cm de profundidad y dimensiones de 1.0 x 1.0 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

En las cajas labradas donde se tendrá el punto de aplicación del ancla se deberán colocar tramos de 1.0 x 1.0 m de una parrilla de varillas 3/8" a cada 15 cm en las dos direcciones, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se colocara un concreto lanzado de 8 cm de espesor reforzado con malla electosoldada 6x6/6-6, en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaran unos tramos de tubo de PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.

Se aplica una capa de concreto lanzado de 8 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobreespesor de 20 cm más.

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

Una vez tensadas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación del lanzado de concreto, a la instalación y tensado de las anclas del segundo nivel, en forma semejante a lo realizado para el primer nivel de anclaje, 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, de 40 mm de diámetro exterior, con la longitud indica en las tablas anteriores.

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

Se obtuvieron las capacidades y longitudes que se indican a continuación de acuerdo a la distribución de anclas

**Corte 1 talud colindancia poniente**

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	3
2	4.75	17	14	3	4	48	3
3	7.75	16	14	2	4	48	2
4	10.75	16	14	2	4	48	2

Corte 2 taludes colindancia norte

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	17
2	4.75	17	14	3	4	48	17
3	7.75	16	14	2	4	48	9
4	10.75	16	14	2	4	48	9

Corte 3 taludes colindancia poniente

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	3
2	4.75	17	14	3	4	48	3
3	7.75	16	14	2	4	48	2
4	10.75	16	14	2	4	48	2

**Corte 4 taludes colindancia poniente (zona rampa)**

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	18
2	4.75	17	14	3	4	48	18
3	7.75	16	14	2	4	48	9
4	10.75	16	14	2	4	48	9

Corte 8 taludes colindancia norte lado poniente

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	4
2	4.75	17	14	3	4	48	4
3	7.75	16	14	2	4	48	2
4	10.75	16	14	2	4	48	2

Corte 9 taludes colindancia norte lado poniente

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	4
2	4.75	17	14	3	4	48	4
3	7.75	16	14	2	4	48	2
4	10.75	16	14	2	4	48	2



Corte 10 taludes colindancia poniente

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	8
2	4.75	17	14	3	4	48	8
3	7.75	16	14	2	4	48	4
4	10.75	16	14	2	4	48	4

Corte 11 taludes colindancia sur poniente

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	9
2	4.75	17	14	3	4	48	9
3	7.75	16	14	2	4	48	5
4	10.75	16	14	2	4	48	1

Corte 12 taludes colindancia sur

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	16
2	4.75	17	14	3	4	48	16
3	7.75	16	14	2	4	48	8
4	10.75	16	14	2	4	48	-



Corte 13 taludes colindancia sur

CINTURON	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.5"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.	No.De anclas
1	1.75	18	14	4	4	48	14
2	4.75	17	14	3	4	48	14
3	7.75	16	14	2	4	48	7
4	10.75	16	14	2	4	48	-

El número total de anclas serán de 273 anclas de cuatro torones de 0.5" o tres torones de 0.6" con longitudes totales variables entre 17 y 19 m que ya consideran un metro que sobresale del muro de concreto lanzado. Las anclas tendrán una inclinación de 10 grados con respecto a la horizontal y se inyectarán a una presión de 10 kg/cm².

El perímetro de los taludes considerado fue de 307.60 m para la primera etapa, que cubre un área de 7,719.78 m².



MOVIMIENTO DE TIERRAS





7. MOVIMIENTO DE TIERRAS

7.1. Lineamientos generales de movimientos de tierras:

De acuerdo al plano topográfico del terreno y a la exploración en campo, se observa que existe un desnivel en la dirección Norte a Sur y hacia la zona surponiente, en esta última zona se construirá un gran terraplen.

Considerando el sembrado de las estructuras que se proponga se recomienda que el nivel de piso terminado de las estructuras proyectadas se encuentren por arriba del nivel de rodamiento por lo menos 40 cm, y el nivel de rodamiento de los patios y estacionamientos que tengan una cota semejante al nivel actual del terreno en su parte media, y que las pendientes de los estacionamientos tengan su desarrollo hacia la zona más baja; considerando estas cotas se busca optimizar la magnitud de los cortes y rellenos que se requieren efectuar dentro del terreno, y dejar una superficie con una ligera pendiente para el funcionamiento del Conjunto Habitacional.

Se recomienda dejar una rampa de acceso entre la carretera y la superficie de rodamiento del estacionamiento.

La secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se despalmará la superficie completa dentro del área en que se efectuará el movimiento de tierras a una profundidad media de 70 cm promedio, profundizando la excavación donde sea necesario.

Únicamente en la zona más baja zona surponiente será necesario despalmar metro y medio con respecto al nivel actual del terreno y dejar plataformas horizontales en forma de terrazas para poder sobrelevar el nivel del terreno en esta zona.

El material producto de despalme que contenga materia orgánica o sea de color café muy oscuro de tipo plástico, se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra, el material restante se podrá utilizar en los terraplenes siempre y cuando cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente.

2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 15 cm compactándola al 90% próctor estándar.

3. En el caso en que por necesidades de proyecto se requieran construir pavimentos en la parte noreste del predio, sobre la zona donde se tienen detectados los rellenos de mala calidad, se deberá de seguir el procedimiento siguiente:



a) Se tendrá que realizar un mejoramiento de por lo menos 0.70m de espesor con respecto al nivel actual del terreno por debajo de la estructura del pavimento que se requiera construir si se desea dejar el nivel actual del terreno. Dicho mejoramiento consistirá en colocar una plataforma de tepetate limo arenoso colocado en forma controlada de acuerdo a las especificaciones que más adelante se mencionan.

b) Primeramente se deberá de realizar una excavación de un metro de profundidad dentro de los materiales de relleno de mala calidad, retirando fuera de obra el material producto de la misma.

c) Posteriormente se deberá de restituir el metro de material retirado, con una mezcla de material de tipo limo-arcilloso (tepetate) y cemento en una proporción del 6% con relación al peso del material natural. Colocado en capas de 20 cm en estado suelto compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo, excepto las últimas dos que deberán de compactarse al 98% de su P.V.S.M. y hasta llegarse al nivel de proyecto.

Lo anterior es con el objeto de construir una plataforma rígida que sea capaz de disipar las presiones que se aplicarán sobre la superficie del pavimento y distribuir las de manera uniforme en un área de mayor contacto que permita disminuir las deformaciones que se puedan presentar.

d) Una vez concluida la capa de suelo cemento se iniciará con la construcción de la estructura del pavimento de acuerdo a las especificaciones en el capítulo anterior.

4. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

5. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³ mín.

6. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.

7. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en



estado suelto, y se compactaran al 96%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y

rodillo neumático con un peso de 14 ton. Y una presión de inflado de 90 lbs./pulg.², y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.

8. Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

De granulometría: la curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 66), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx.	1 1/2" máx.
Peso volumétrico seco máx., Kg/cm ³	1800 mín.	1800 mín.

6. Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m³ de material compactado.

10. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 95 % para el cuerpo del terraplén y 98 % para la base.



INSTRUMENTACION





8. INSTRUMENTACION

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a – 20.0 m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

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

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

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

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

Referencias Superficiales.

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

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

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



Testigo Superficial.

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

Criterio de Instalación.

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

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

b) 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.

c) 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.
- d) Profundidad de instalación

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

e) Perforación

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



f) Instalación

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe de asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/4 de pulg.

g) 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.



CONCLUSIONES

FES Aragón



9. CONCLUSIONES

Se solicitó la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos en tres predios ubicados a un costado de la carretera Libre México-Toluca No.4543, en el Pueblo el Contadero, Delegación Cuajimalpa, México D.F., donde se proyecta la construcción de edificios de cuatro sótanos y veintidos niveles superiores para uso habitacional. Las áreas de los terrenos consideradas para este estudio son 3,375.85 m², 10,686.71 m² y 7094.006 m².

Se proyectan construir edificios de cuatro sótanos y veintidós niveles en dos etapas, de acuerdo a lo anterior se requieren de excavaciones variables entre 8 y 20 m con respecto al nivel actual del terreno, por lo que será necesario diseñar un sistema de retención temporal para mantener estables los taludes a corto plazo, mientras se construyen los sótanos proyectados.

El sótano más bajo se encontrará en la cota -20 con respecto al nivel de banquetta, y la altura máxima del edificio será de 75 m. La estructura estará dispuesta con claros de 7m por 8.25 m.

La topografía actual del predio es muy errática, el predio en estudio forma parte de un lomerío por lo que guarda diversas pendientes de norte a sur, y de poniente a oriente presentando desniveles considerables en ambas direcciones; cuenta con una superficie irregular; y la superficie de rodamiento de la carretera México-Toluca se encuentra por arriba del nivel actual del terreno.

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 ocho sondeos profundos de tipo penetración estándar, a 18 m de profundidad, denominados SPT-1 a SPT-8, además para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo se realizaron treinta y tres pozos a cielo abierto entre 2.0 y 2.5 m de profundidad, denominados PCA-1 a PCA-33, ambos ubicados en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la existencia de rellenos de mala calidad o arcillas expansivas, la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad, así como los espesores correspondientes para cada estrato encontrado.



En la figura 4 se presenta un croquis con la ubicación de los pozos realizados dentro del terreno.

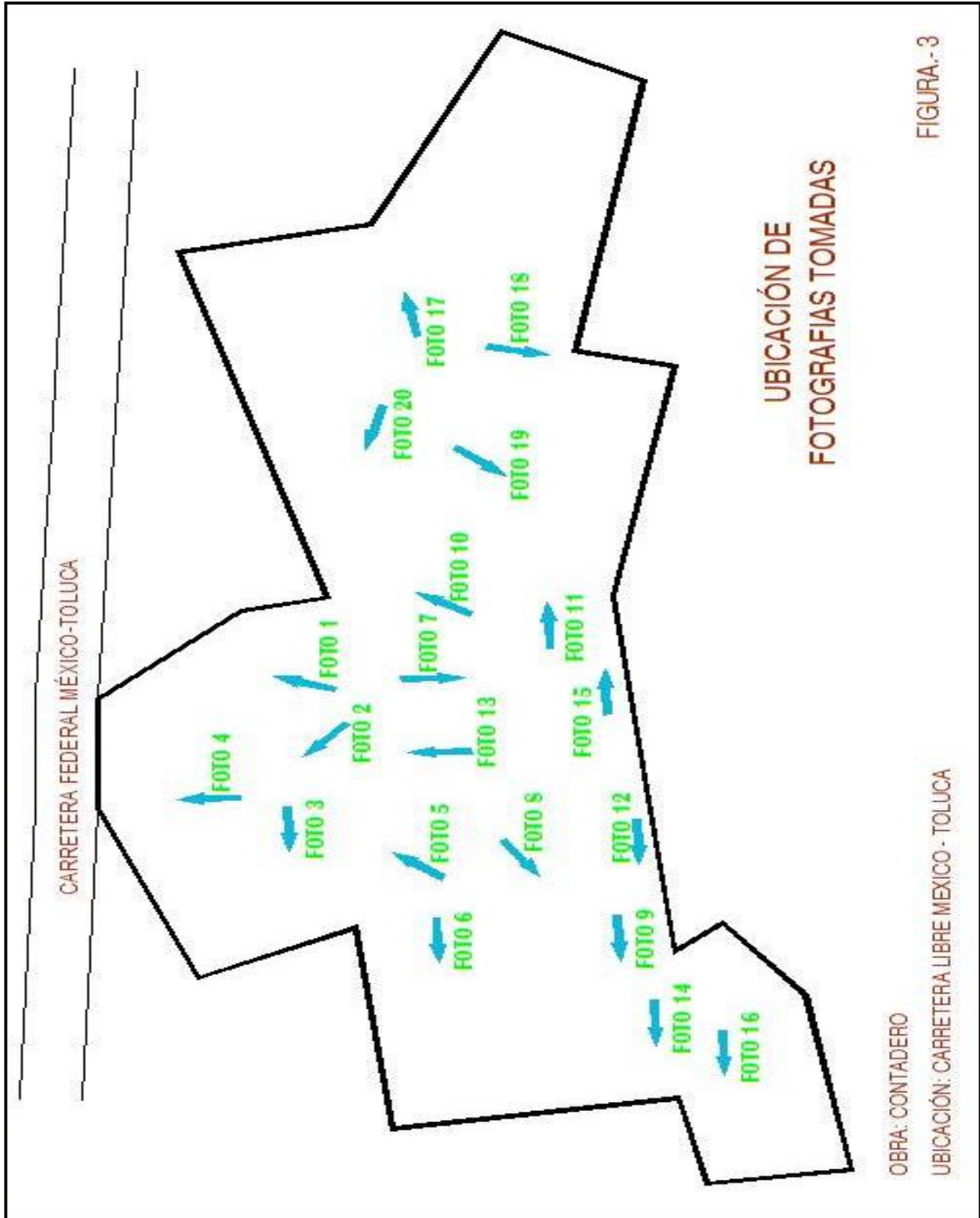


FIGURA.- 3



En la figura 5 se muestra una zonificación de acuerdo a los espesores que tiene la capa de suelo vegetal y la capa de arcilla plástica expansiva que se detectó en el predio, mismos que deberán de recortarse en una profundidad media de 60 cm, y restituirlos posteriormente con material controlado para dejar el nivel actual del terreno.



ZONIFICACION DE RELLENOS.

OBRA: CONTADERO

UBICACIÓN: CUAJIMALPA DISTRITO FEDERAL

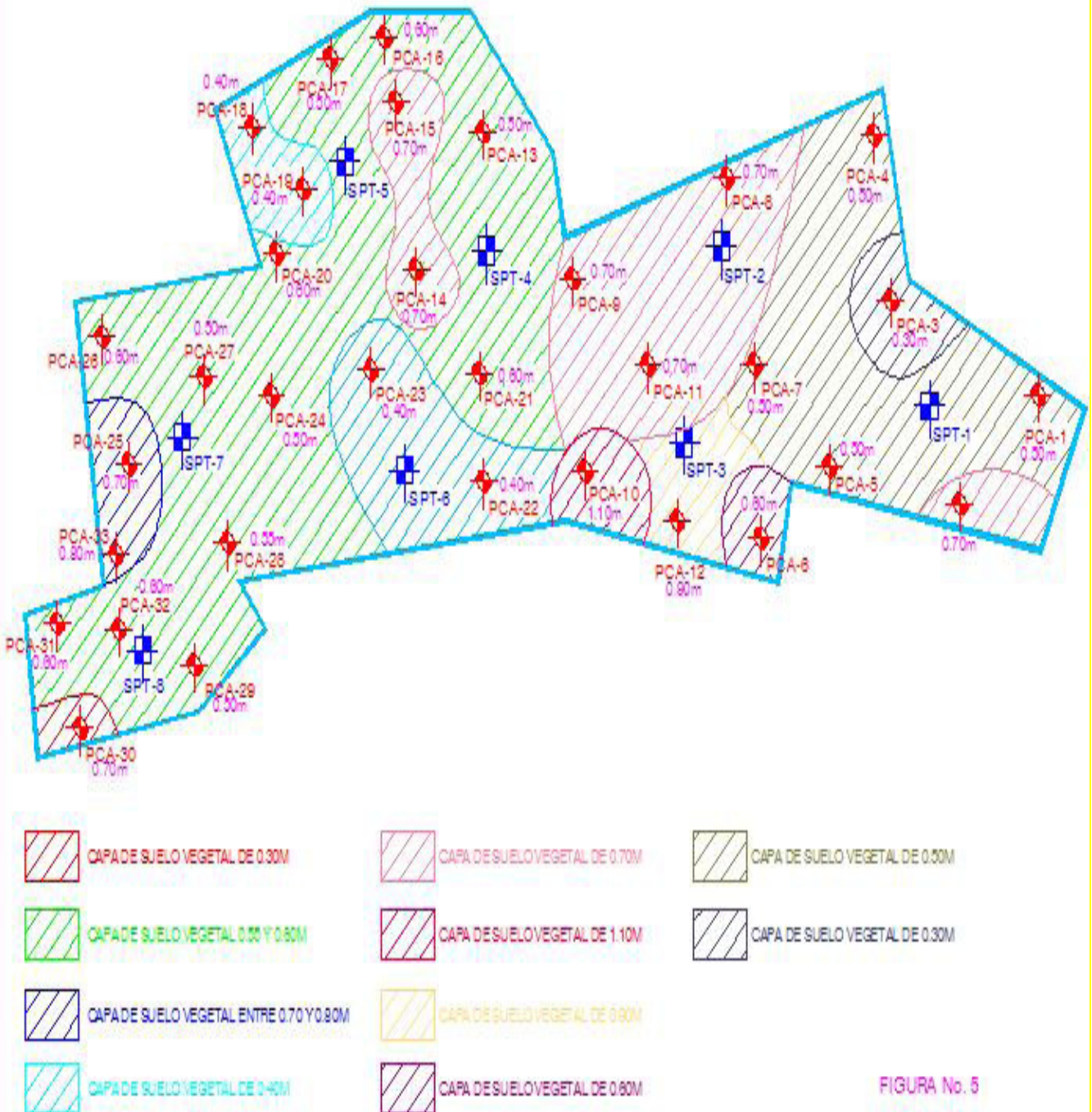


FIGURA No. 5

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



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

Todas las cavidades son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto de altura, como ancho; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.

Se observan con mayor atención los niveles en los que se conoce la existencia de capas de materiales pumíticos.

Usualmente las minas arrancan de barrancas ó de cortes, a partir de los que se podían reconocer aquellos mantos ó lentes de materiales útiles para la construcción.

La explotación se efectuaba a través de túneles o galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto ó en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda, podían salvar claros grandes.

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

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

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

Desde 0.60 m de profundidad y hasta la máxima profundidad explorada se encuentra una toba volcánica arcillo limosa poco arenosa, café clara, de compacidad media y poco compresible, excepto superficialmente con un espesor variable entre 30 y 80 cm se encuentra un material redepositado en forma natural y de suelo de capa vegetal que deberá ser despalmada en su totalidad y retirado fuera de la Obra a donde lo indique la dirección de Obra.

En particular en el predio de interés de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial efectuado, se tienen materiales redepositados en forma natural y capa de suelo vegetal con espesores variables entre 0.30 y 0.80 m constituidos por materiales arcillosos poco limo arenosos, posteriormente se detectaron materiales



redepositados en forma natural de consistencia media, y subyaciendo a estos se tienen materiales tobaceos resistentes de depósito natural que están constituidos por materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas areno-arcillosas poco limosas, y arenas limo-arcillosas de consistencia dura y contenido natural de agua medio de 40%, e índice de resistencia a la penetración estándar variables entre 15 y 30 golpes en los primeros 8 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, y a partir de esta profundidad y hasta la máxima alcanzada se encontraron materiales tobaceos areno arcillosos y arcillo arenosos con índice de resistencia mayor a 50 golpes, no habiéndose encontrado materiales pumíticos, ni tampoco se detecto indicio de cavidades subterráneas.

Excepto en los sondeos SPT-2, SPT-3 Y SPT-8 donde los materiales resistentes con más de 50 golpes se profundizan a profundidades variables entre 11 y 14 m con respecto al nivel actual del terreno.

En función de lo anterior y a la exploración realizada se considera que en el área que ocupará la estructura de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades en el suelo producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura ocasionando su inestabilidad.

Considerando los resultados de la exploración y muestreo del subsuelo, se realizaron cuatro cortes estratigráficos y se muestran en las figura 56 a 59., en los que se indican los estratos más representativos de los materiales del sub-suelo, hasta la máxima profundidad explorada. En la figura 56a se presenta una planta con la ubicación de los cortes estratigráficos realizados.

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada, sin embargo en algunos pozos a cielo abierto se formó un espejo de agua, sobre todo en los que se ubican en las zonas bajas, en la fecha en que se realizo la exploración.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Cuenca del Valle de México, el predio de interés se encuentra en la zona de Lomas con características semejantes a la de transición alta y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16.

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada, sin embargo en algunos pozos a cielo abierto se formó un espejo de agua, sobre todo en los que se ubican en las zonas bajas, en la fecha en que se realizo la exploración.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que los edificios proyectados de cuatro sótanos y veintidós niveles superiores, los cuales transmitirán cargas de magnitud; así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia superficial de una capa vegetal y materiales de arcillosos poco arenoso café oscuro, con contenidos de agua variable entre 20 y 40%, intensamente grumosa, de

plasticidad media a alta y de consistencia blanda a media, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 4 y 20 golpes, posteriormente esta subyacida a profundidades variables entre 4 y 14 m de profundidad por materiales de resistencia variable entre media y firme, constituidos por arcilla limosa intercalada con estratos de arcilla



arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina, subyaciendo a éste estrato y hasta la máxima profundidad explorada, se tienen materiales resistentes de depósito natural constituidos por arena poco limosa y arcillas arenosas con gravillas, de color gris oscuro, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilas de fuste recto coladas en seco, y desplantadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes (ver figura 11 e).

Lo anterior se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes se encuentra a profundidades variables entre 7 y 8 m con respecto al nivel actual del terreno.

En particular la zona donde se efectuaron los sondeos SPT-2 y SPT- 3 que se encuentran localizados en la parte norte del predio se presentan suelos tobaceos con más de 50 golpes a partir de profundidades variables entre 11 y 14m.

Como caso especial el sondeo SPT-8, que se ubica en la sur del predio se presentan suelos tobaceos con más de 50 golpes a partir de profundidades medias de 17 m

Tomando en cuenta la magnitud de las cargas de los edificios resulta como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a partir de 20 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno y con una longitud efectiva mínima de 12 m con respecto al nivel del lecho inferior de las trabes de cimentación.

Independientemente de que las pilas se recomiendan de 12 m de longitud efectiva deberán diseñarse con la siguiente tabla, tomando en cuenta que una pila más corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

L = 12.0 m

Diámetro de Pila B (m)	Cap. Carga en Condiciones Estáticas Qa (ton)	Cap. Carga en Condiciones Dinámicas Qa (ton)
1.0	765	918
1.2	918	1101
1.4	1071	1285
1.6	1224	1468
1.8	1377	1652

La condición analizada es una excavación a 20 m de profundidad a partir de la cual se tienen estratos resistentes con más de 50 golpes constituidos por arenas arcillosas y arcillas arenosas.

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



Se determino la capacidad de carga para 10, 11 y 12 m de longitud efectiva, es decir que deberá considerarse la longitud adicional en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

La capacidad de carga se determino considerando

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

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

De aquí la importancia de mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 18 cm) durante todo el tiempo del colado de la pila, agregando un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario un fluidizante.

La capacidad de carga de la punta se considero desplantada sobre materiales con más de 50 golpes y constituidos por arcillas arenosas y arenas arcillosas en estado compacto.

Por lo que la capacidad de carga última total de fricción mas punta para el caso de una pila de 10 m de longitud efectiva será:

$$Q_{\mu} = 718.48 D + 1119.20 D^2$$

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

$$Q_{\mu} = 718.48 + 1119.20 = 1838 \text{ ton}$$

Para condiciones estáticas el FS = 3

$$Q_{\alpha} \text{ estática} = \frac{1838 \text{ ton}}{3} = 613 \text{ ton}$$

Para condiciones dinámicas el FS = 2.5

$$Q_{\alpha} \text{ dinámica} = \frac{1838 \text{ ton}}{2.5} = 736 \text{ ton}$$

En las tablas se determino la capacidad de carga para longitudes efectivas de 10m, 11 m y 12 m.

Pavimento flexible-considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento en la vialidad de acceso, calles laterales y estacionamiento será:



Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable**

Es necesario realizar sondeos adicionales mínimo dos debajo de cada edificio a una profundidad mínima de 20 m por debajo del nivel de máxima excavación dado que la exploración realizada fue para un proyecto diferente y que no requería excavaciones importantes, y con el objeto de ratificar los lineamientos plasmados en el presente estudio.

Diseño del pavimento rígido-se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 15 cm., que se apoyará sobre una base de materiales.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor se 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

En el capítulo 6 se presentan los lineamientos para la estabilidad de taludes y protección a las colindancias.

En el capítulo 7 se presenta los lineamientos generales de movimientos de tierra.

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a la Obra 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.

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



ANEXO

A continuación se presentan una serie de fotografías que ilustran las condiciones actuales del terreno y sus colindancias; y en la figura 3 se presenta un croquis con la ubicación de donde fueron tomadas dichas fotos.







En las siguientes fotografías se presentan los registros de campo de los sondeos profundos y pozo a cielo abierto realizados en el sitio de interés.

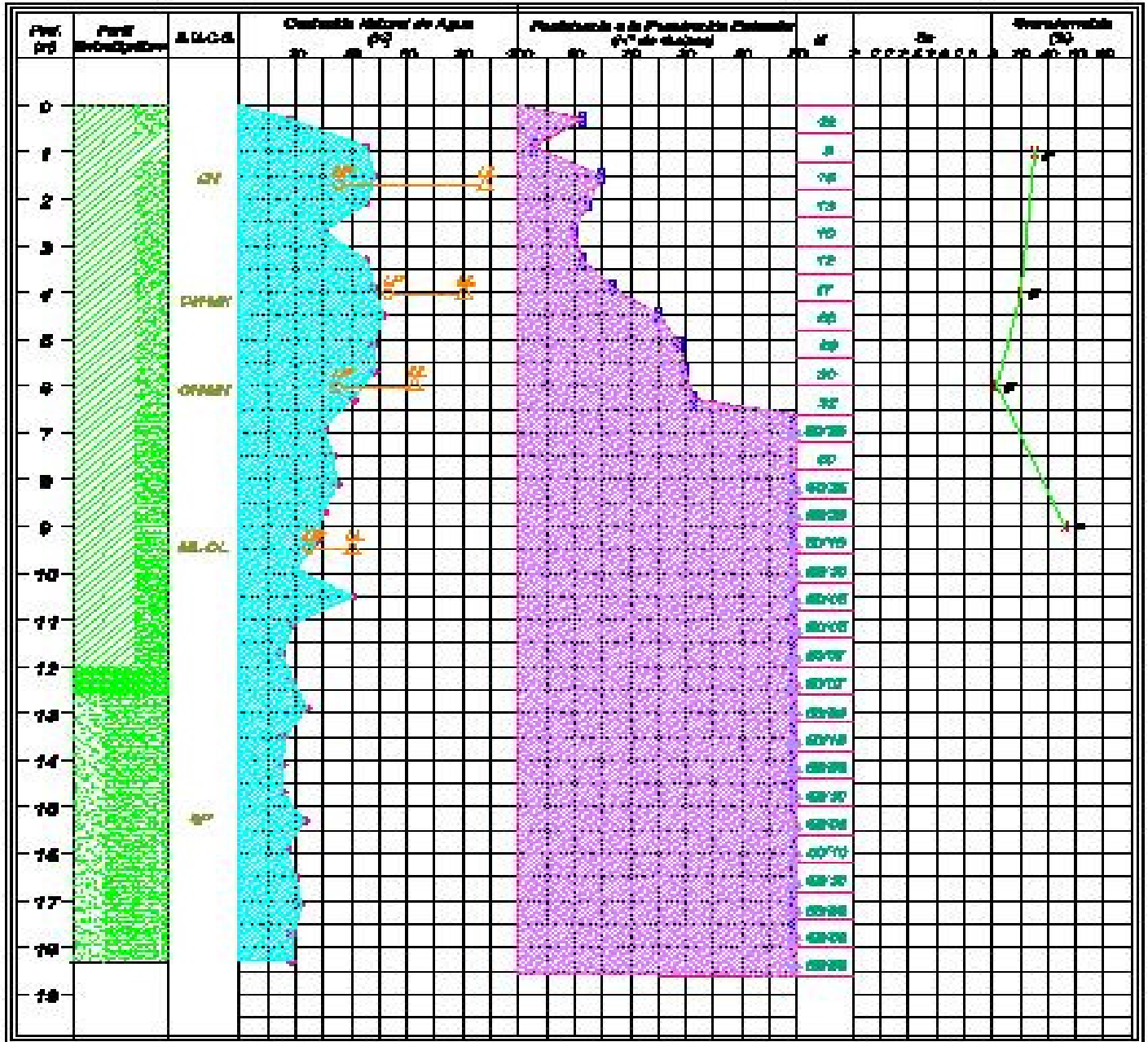






En las figuras 47 a 54 se presentan en forma grafica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo penetración estándar incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

FIGURA 47. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 1



Simbología:

- N: Número de golpes para 30 cm (ver. de golpes/penetramiento de 30 cm)
- * - Anotación con línea horizontal
- - de 30 golpes
- Clasificación de suelos: CL - Limo, AC - Arcilla, M - Arena

FIGURA No. 47



FIGURA 48. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 2

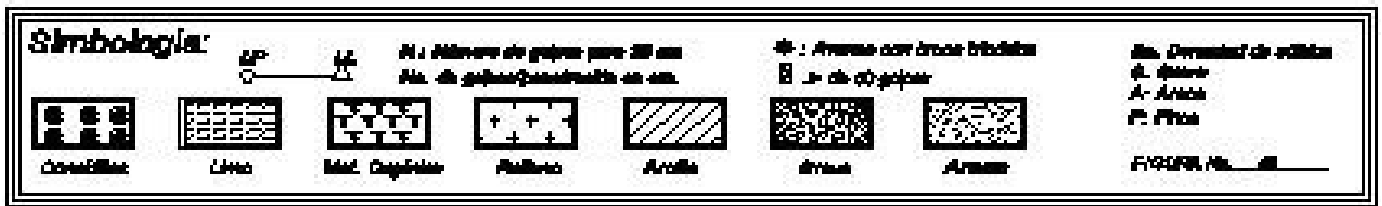
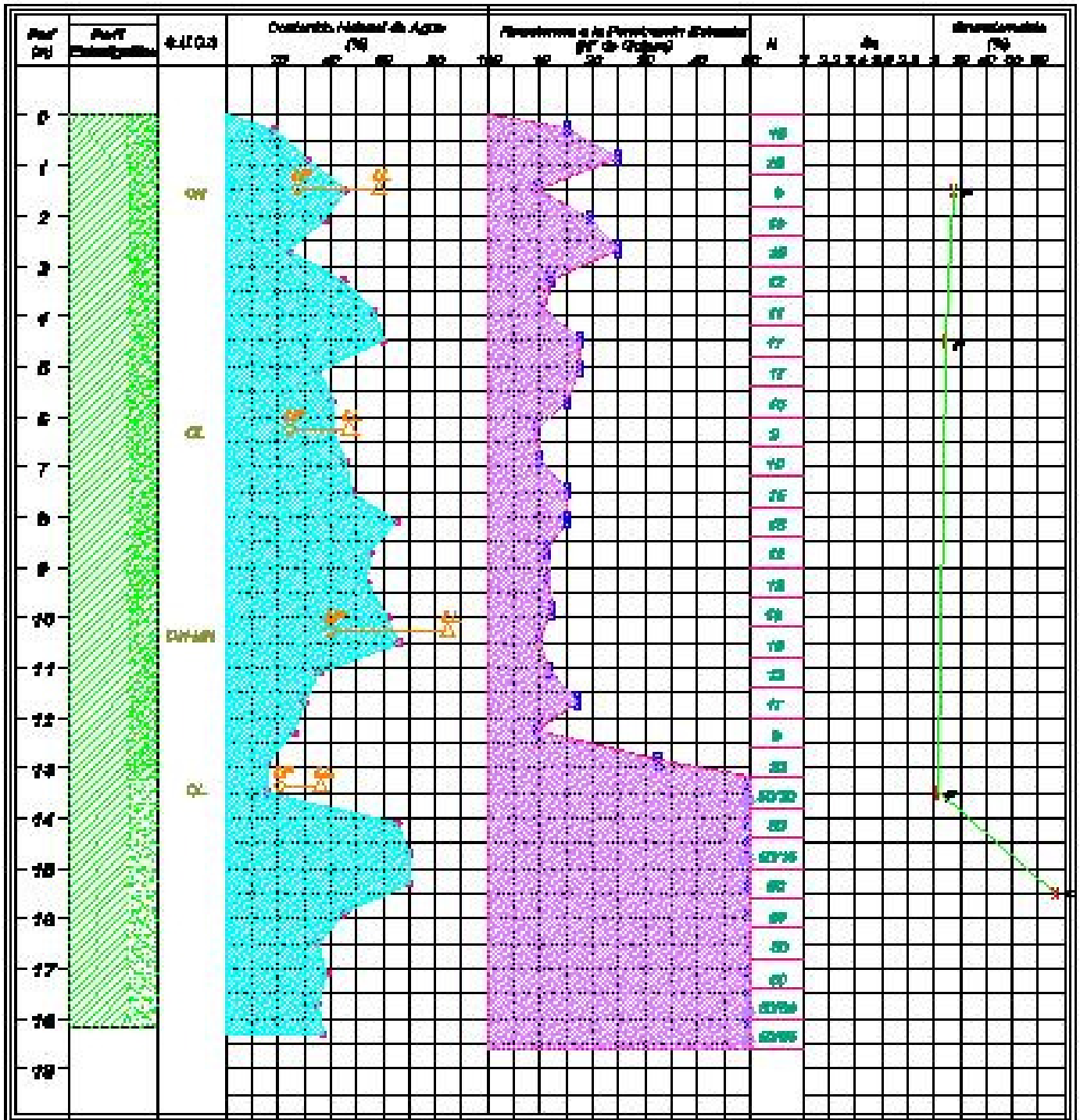
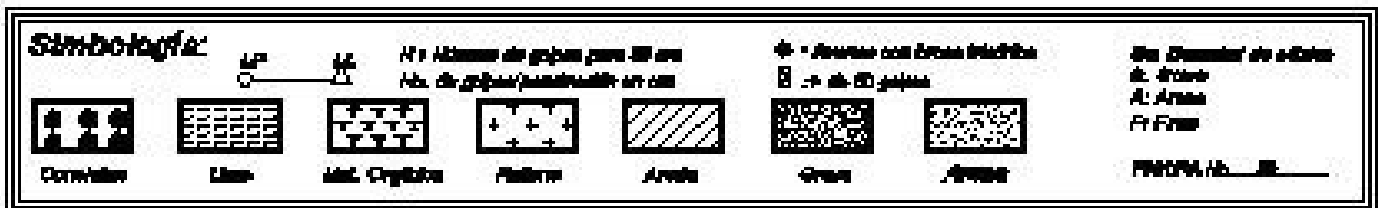
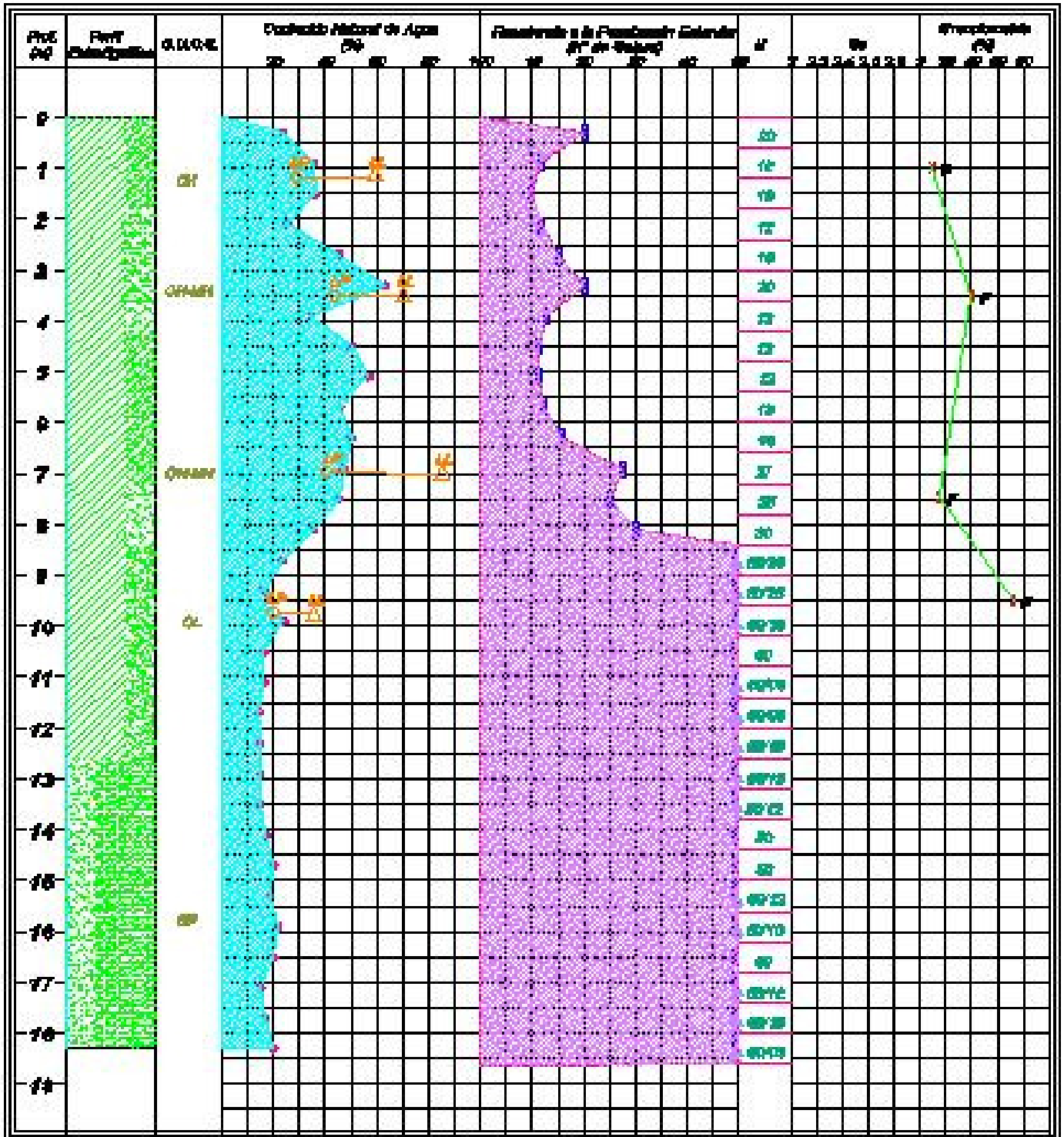




FIGURA 49. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 3





49. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 3

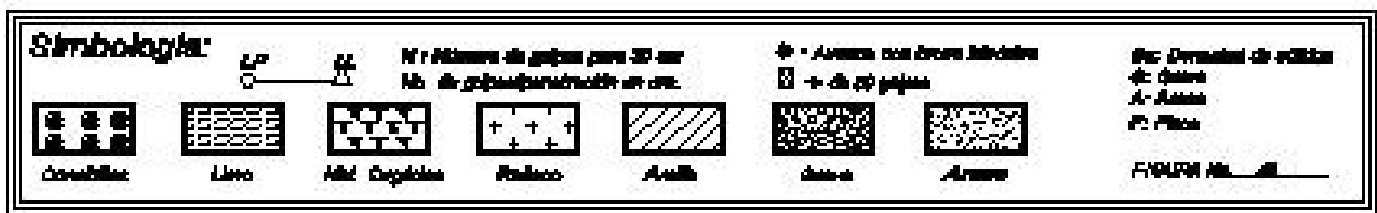
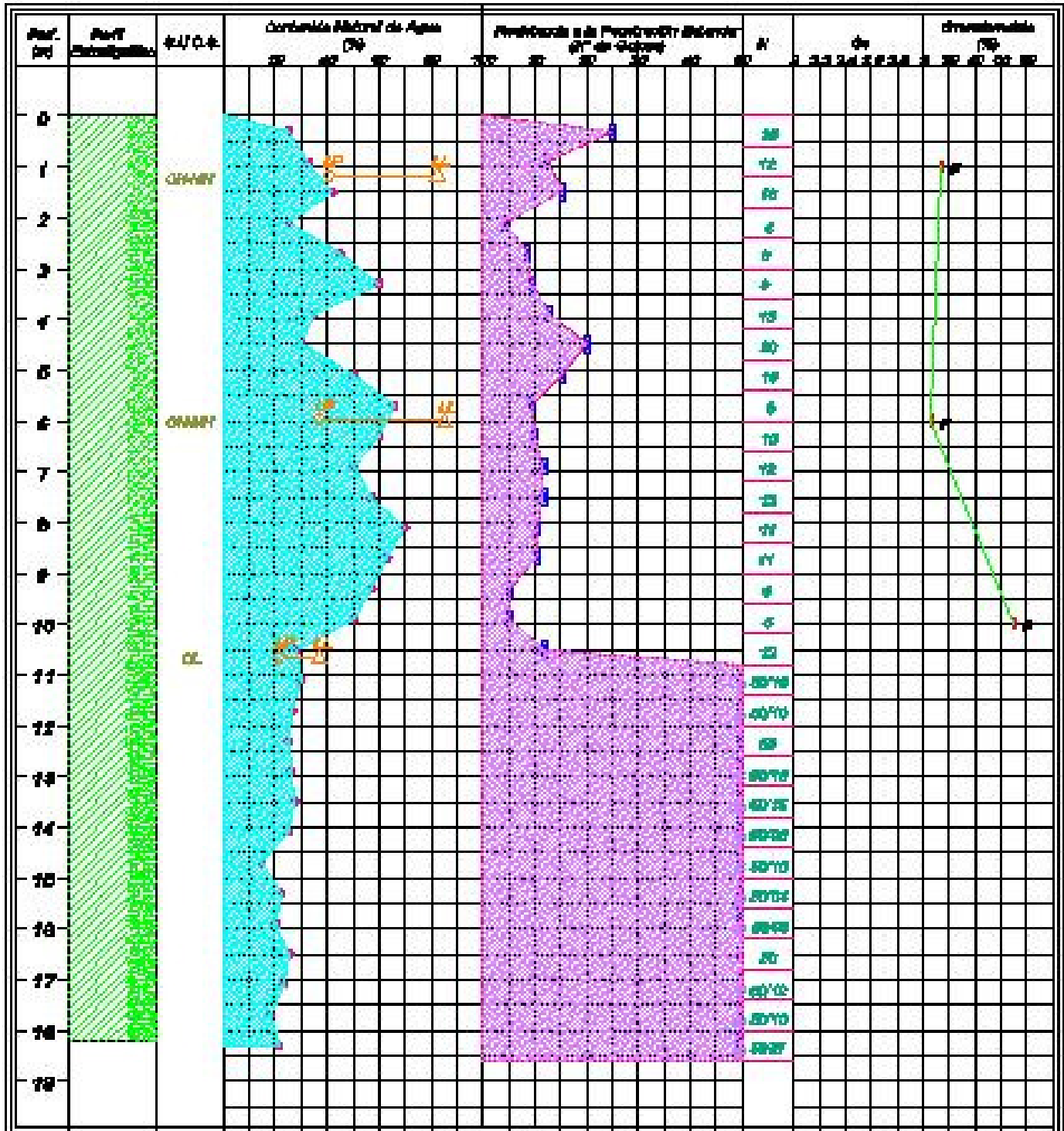




FIGURA 50. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 4

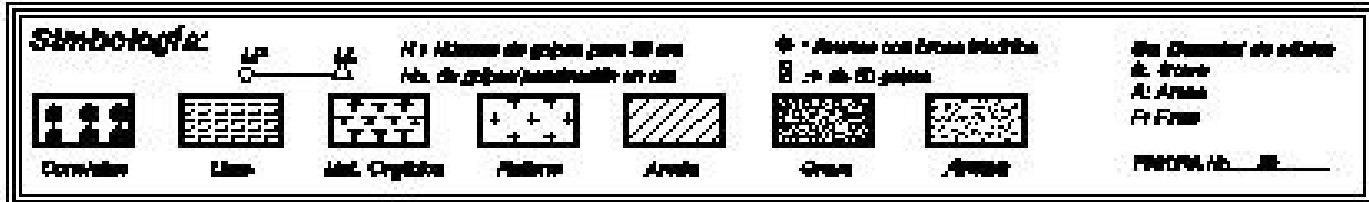
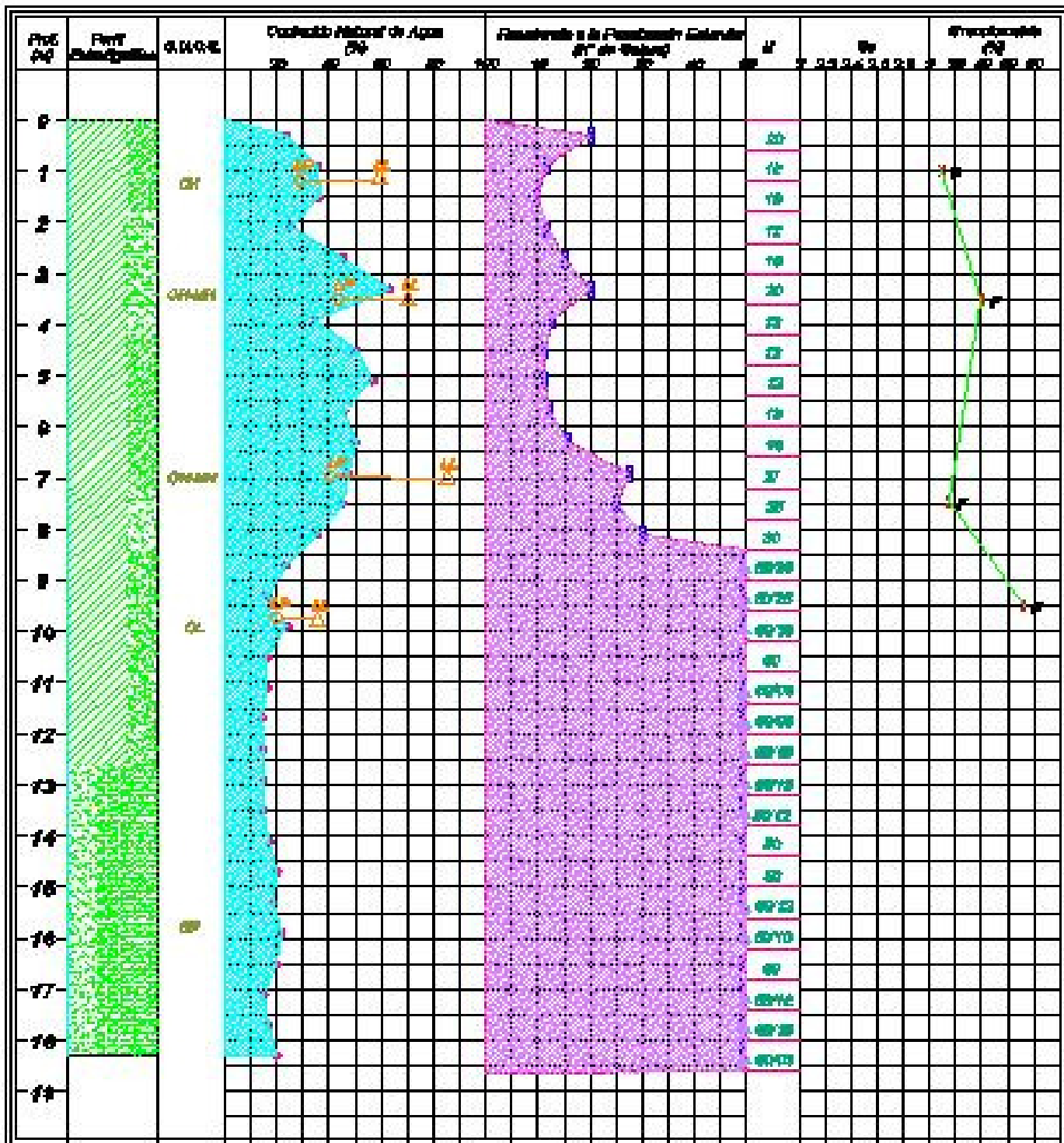




FIGURA 51. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT - 5

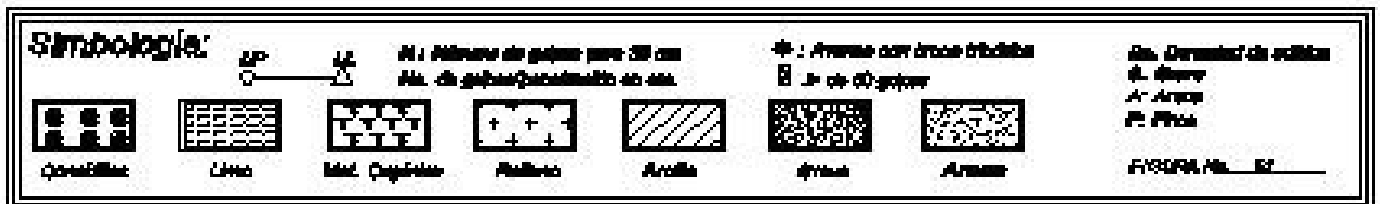
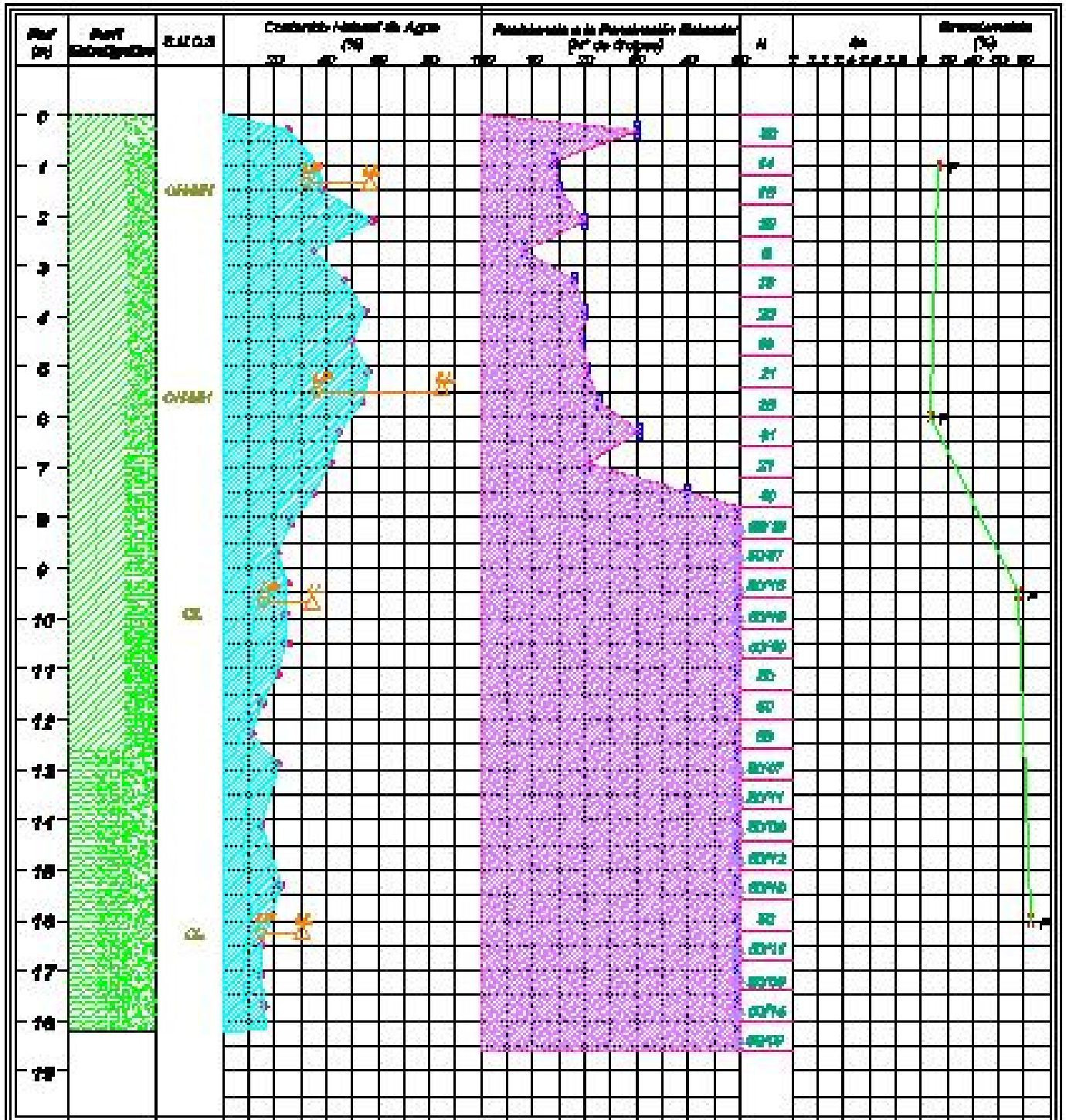




FIGURA 52. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT – 6

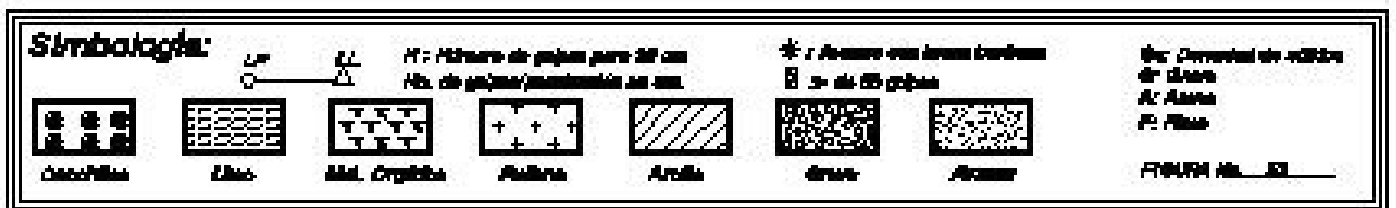
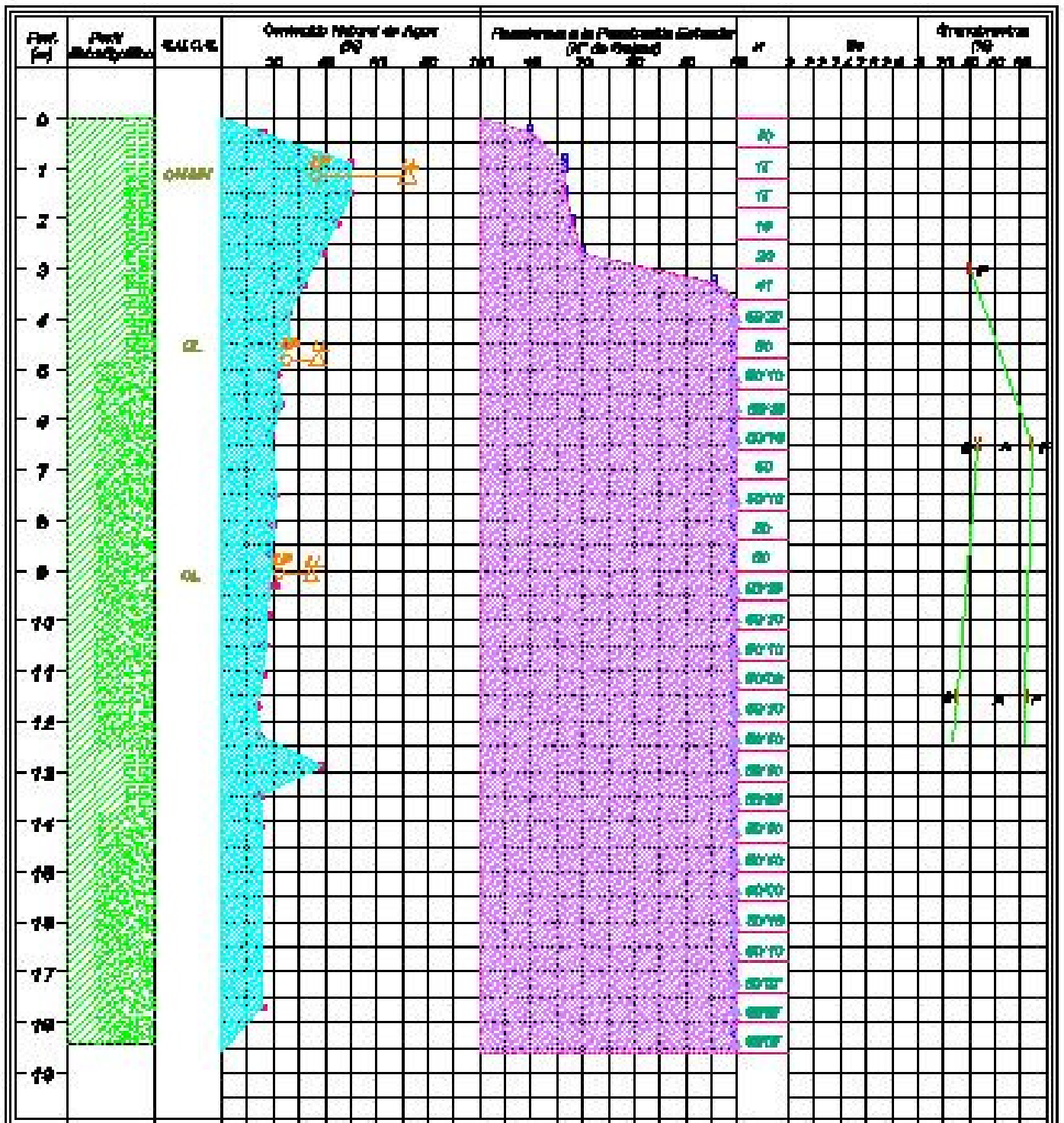


FIGURA 53. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SPT – 7

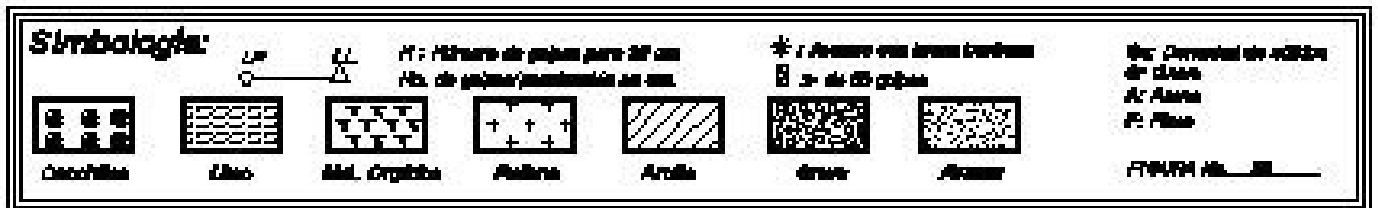
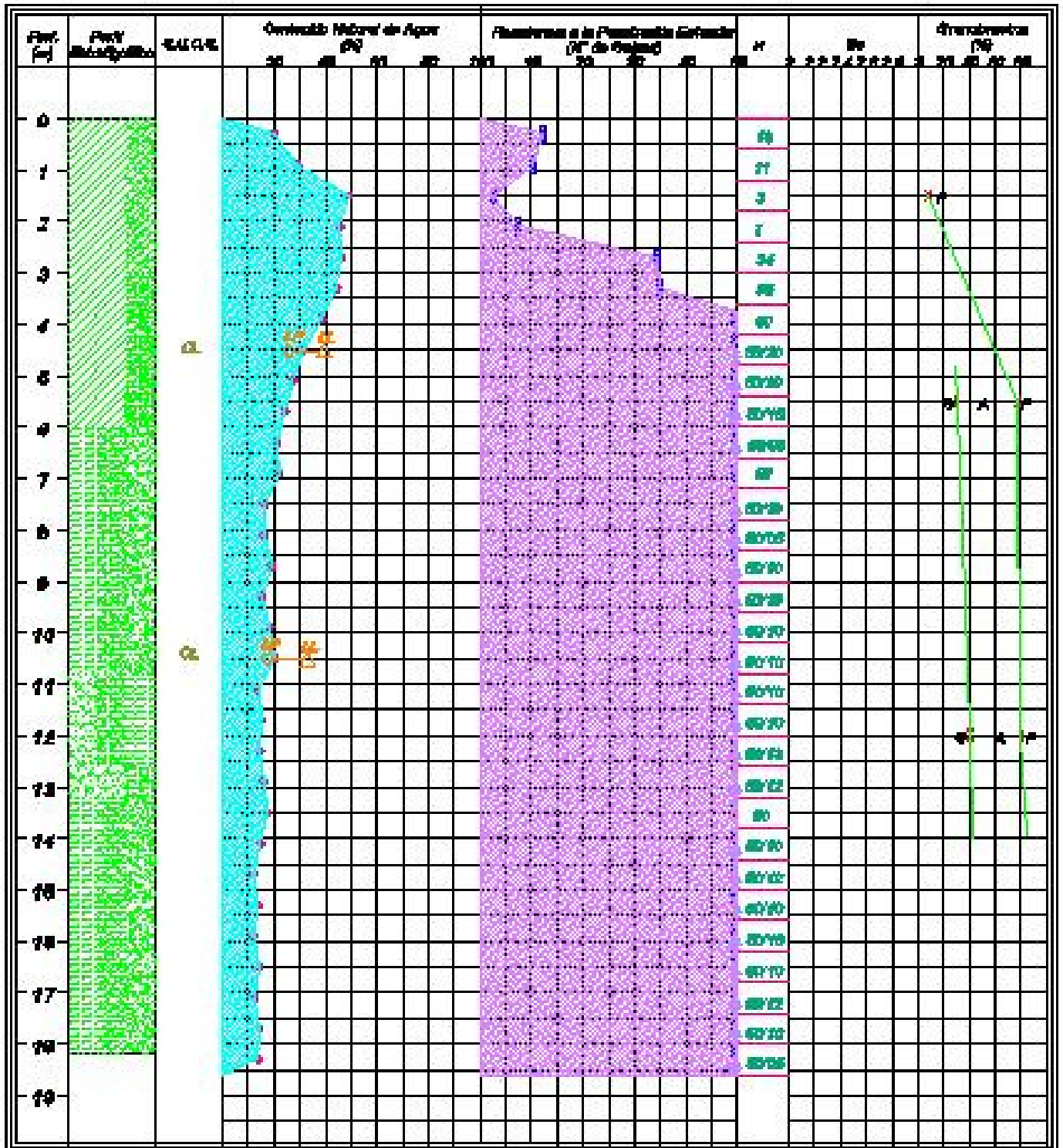
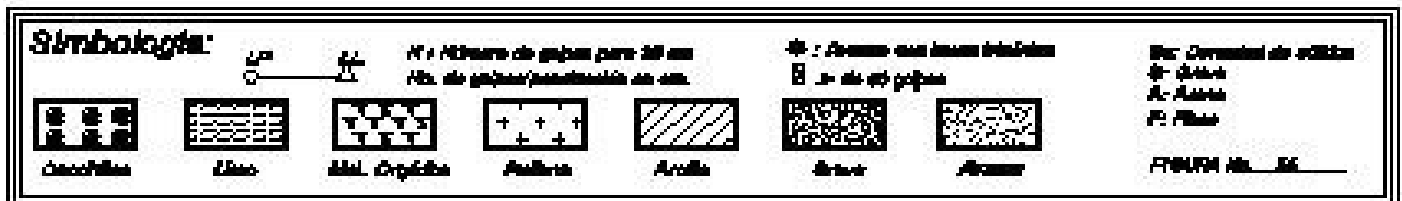
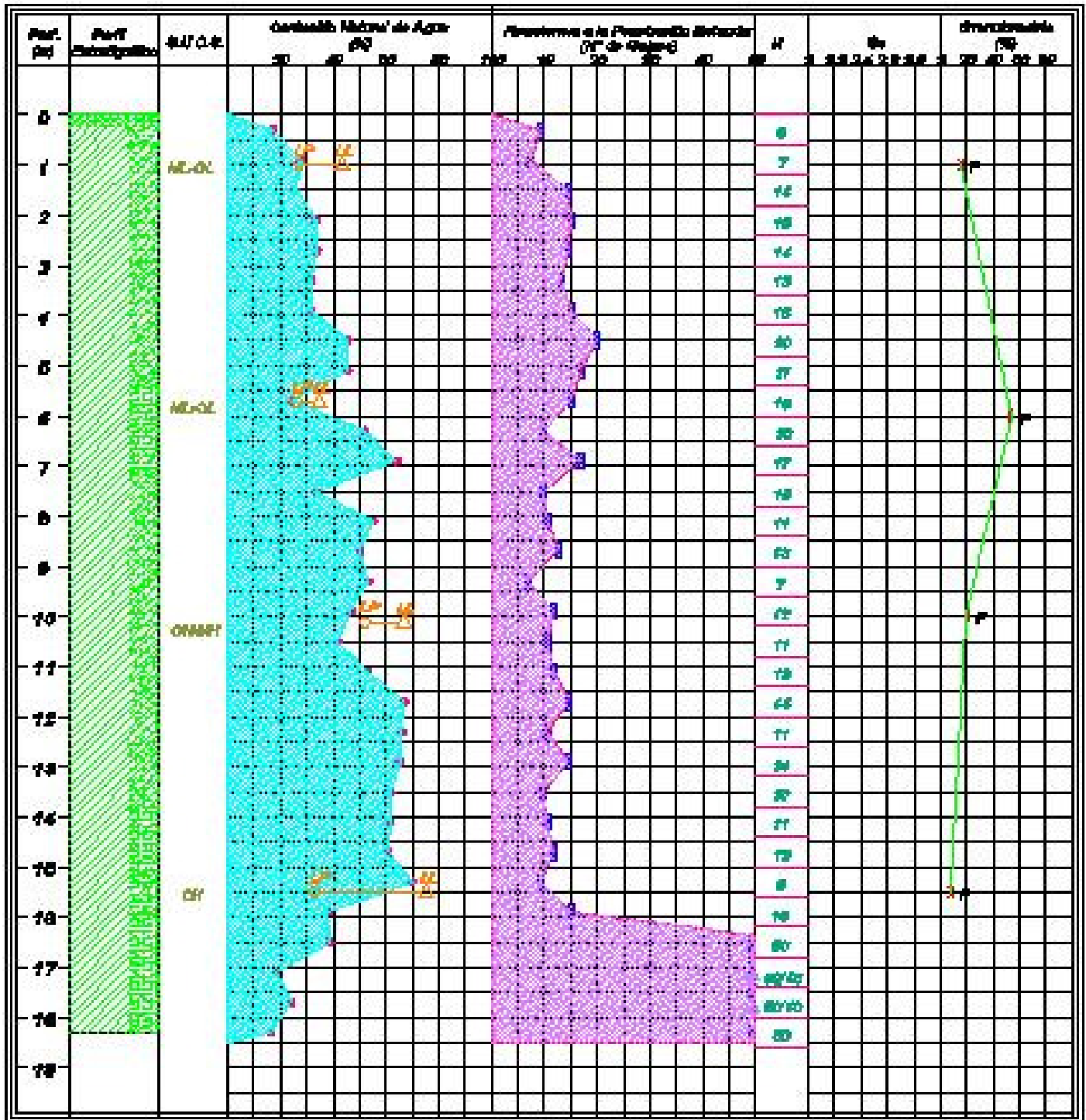
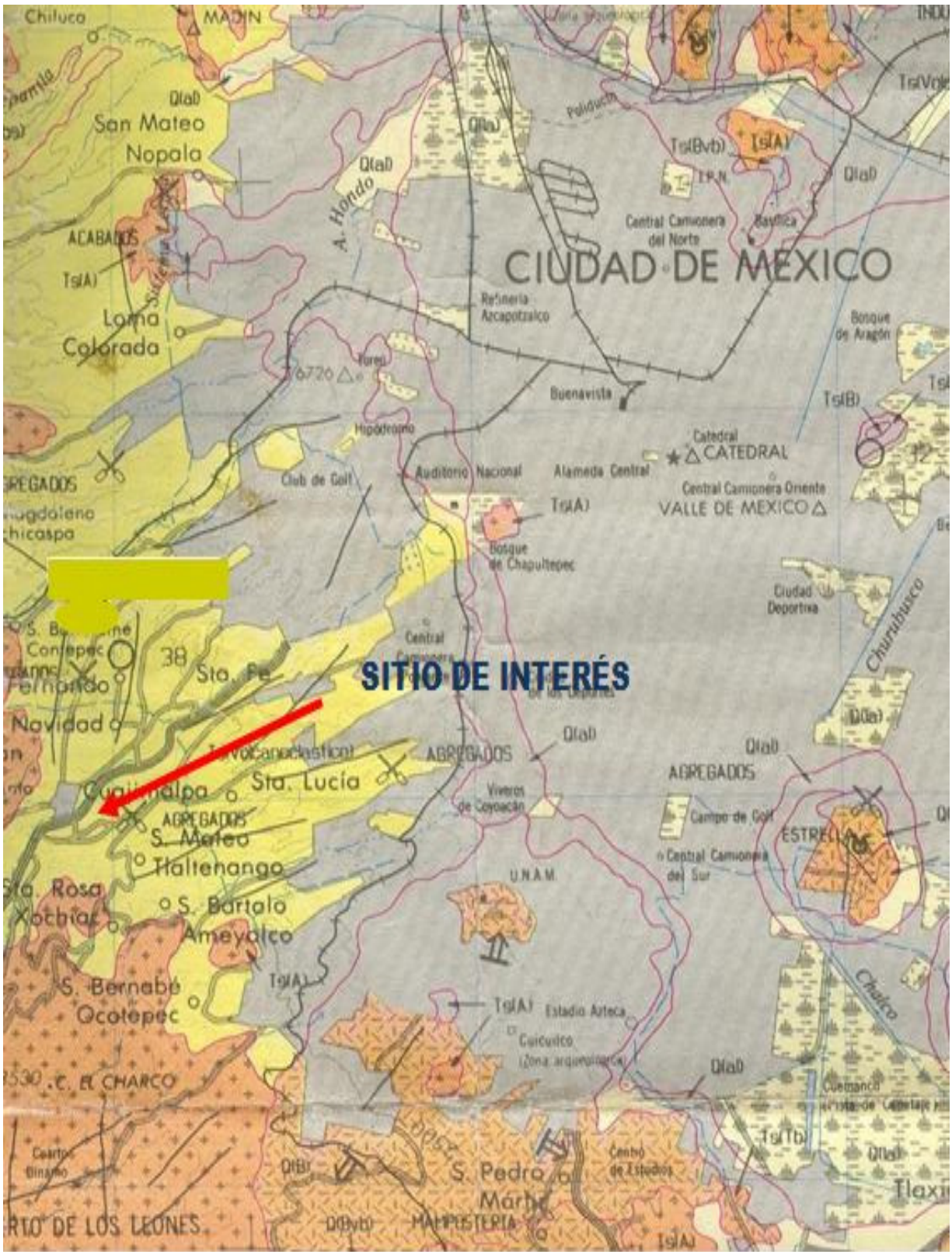




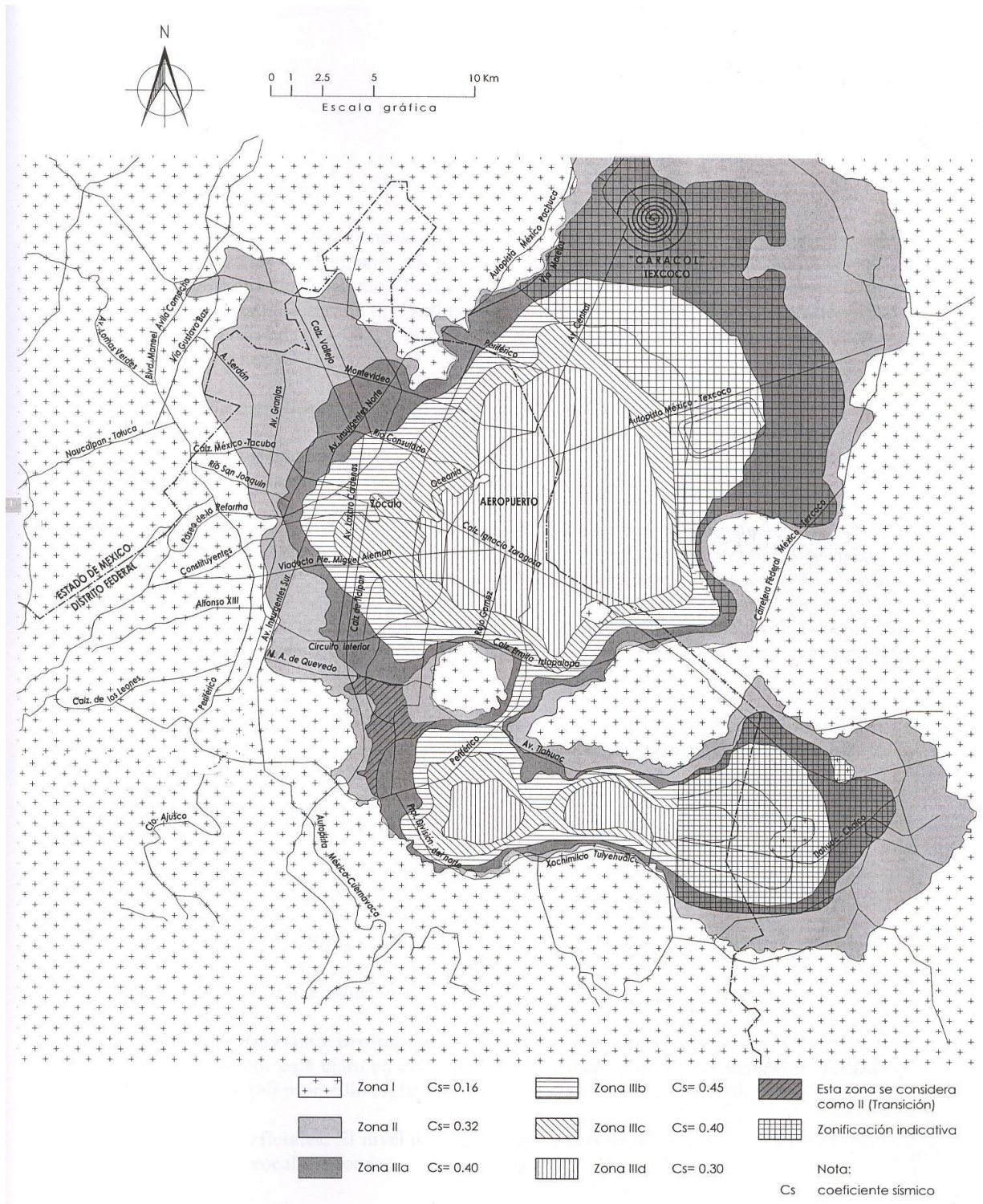
FIGURA 54. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SPT - 8



Ubicación del terreno de interés



Descripción estratigráfica del subsuelo



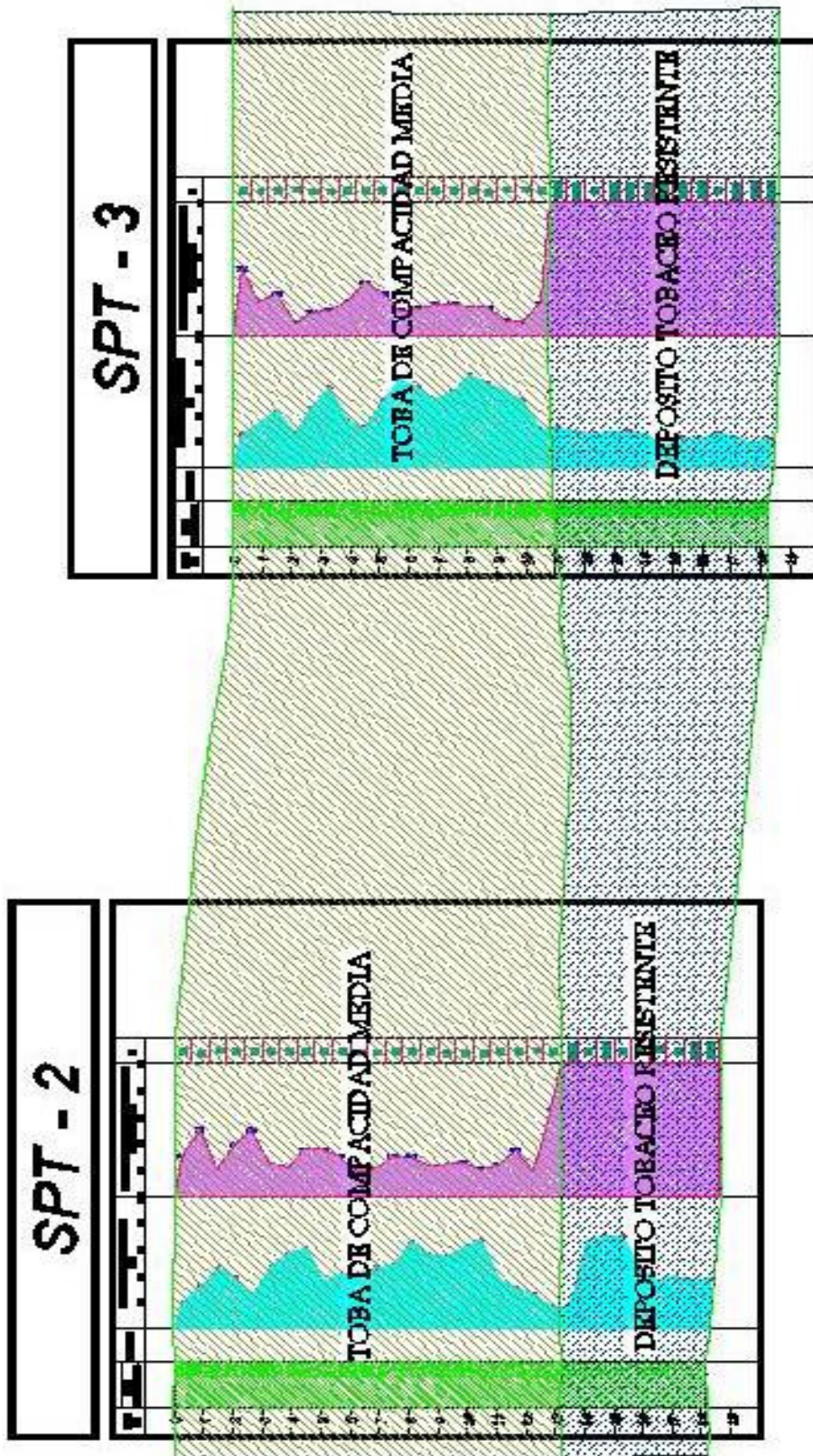


FIGURA 59. CORTE ESTRATIGRÁFICO D – D´

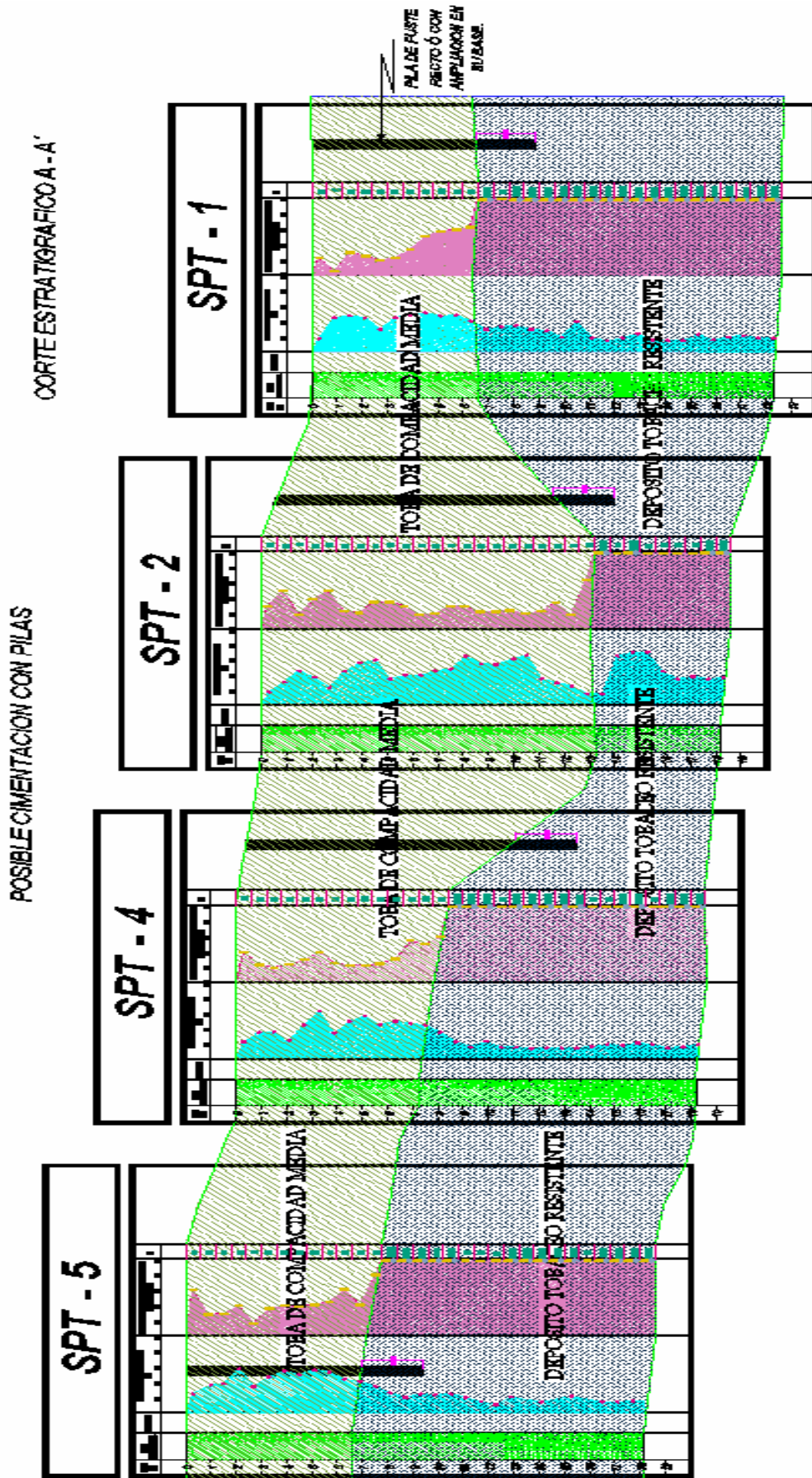


FIGURA 59a. CORTE ESTRATIGRAFICO A - A'



LOCALIZACIÓN: OJUNALUPA DISTRITO FEDERAL

CORTE ESTRATIGRAFICO B - B' CON PROYECCION DE
POSIBLE CIMENTACION CON PILAS

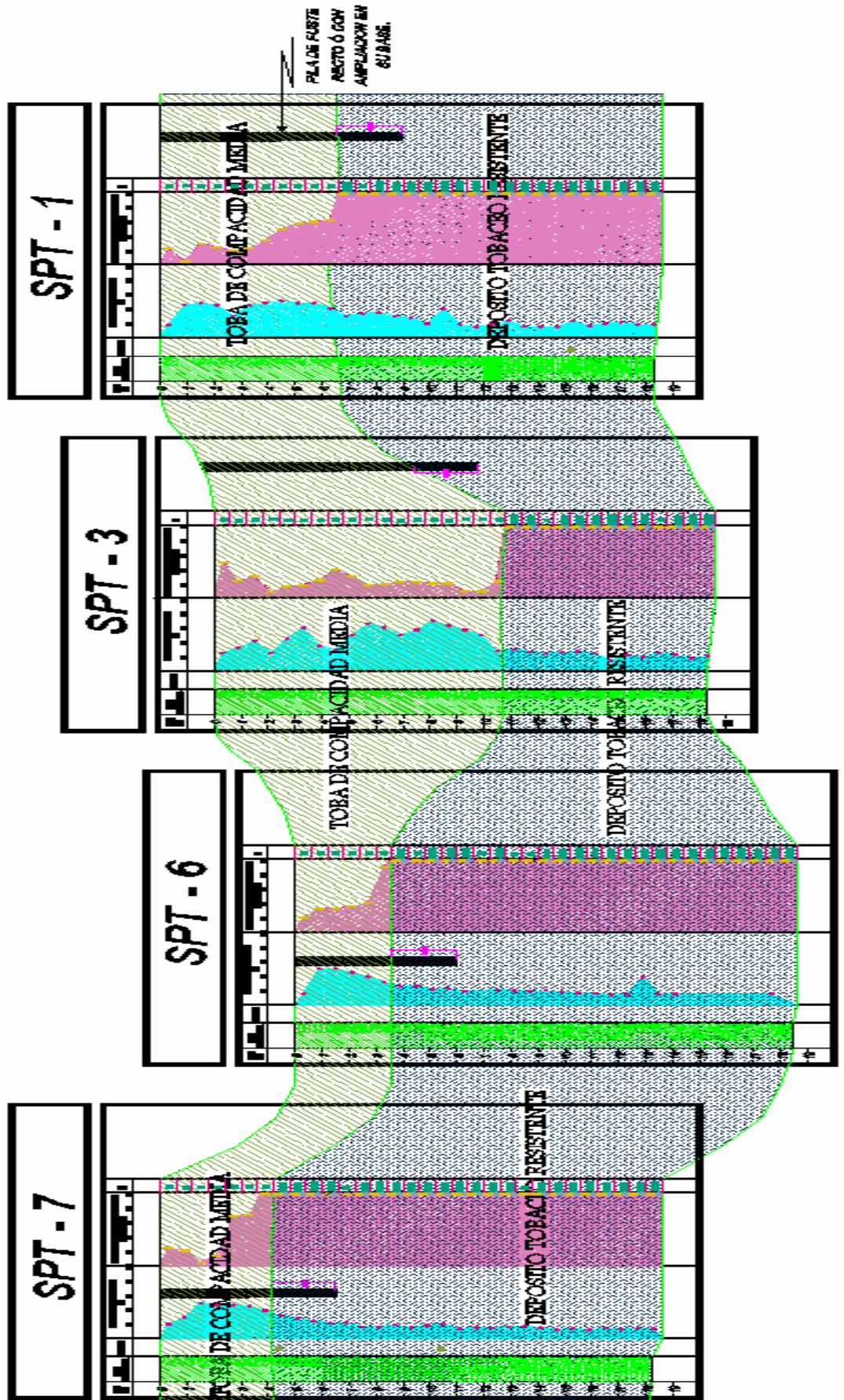


FIGURA 59b. CORTE ESTRATIGRAFICO B - B'



Ciudad: CONTADERO

Localización: CUAJIMALPA DISTRITO FEDERAL

**CORTE ESTRATIGRAFICO C - C' CON PROYECCION DE
POSIBLE CIMENTACION CON PILAS**

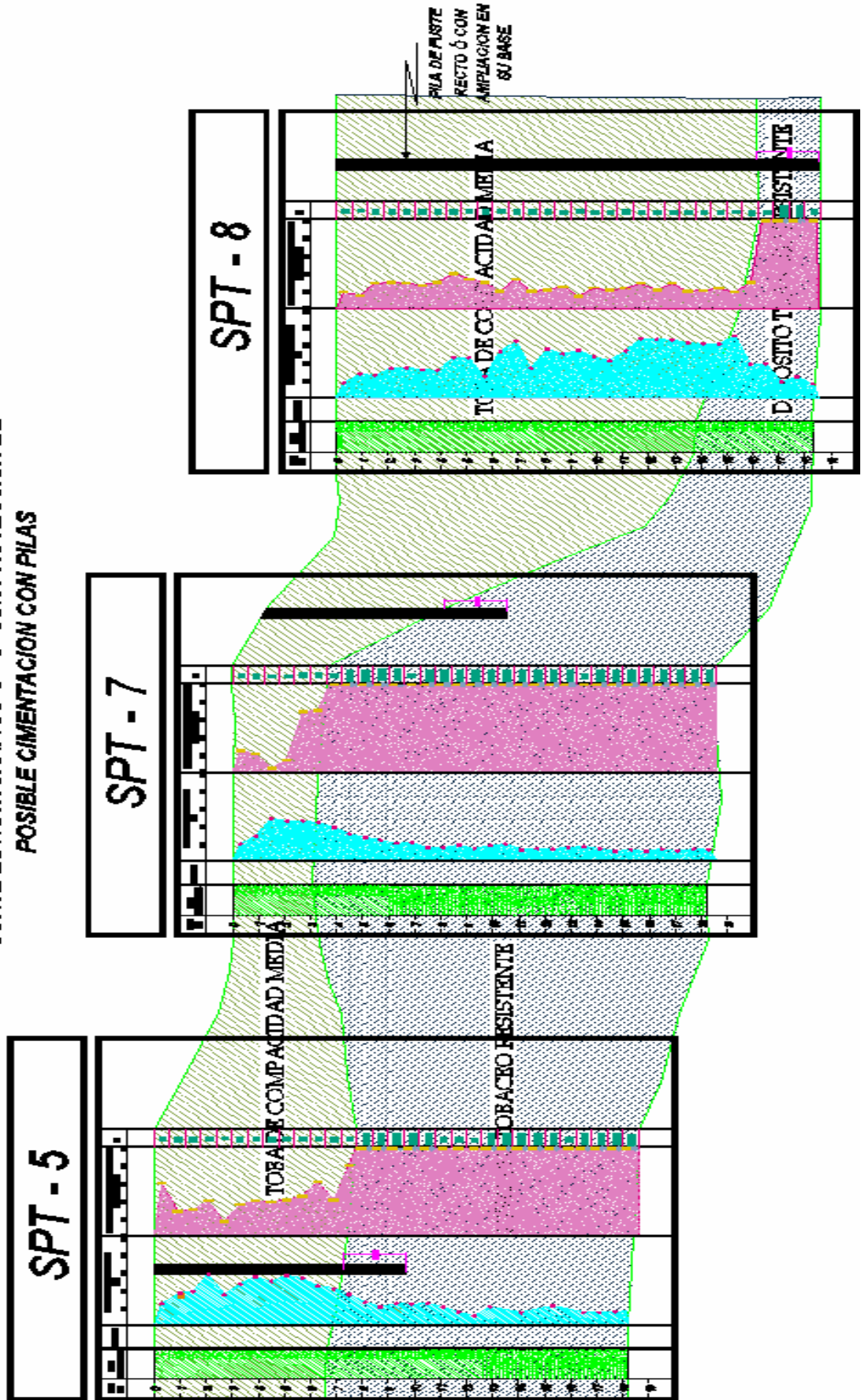


FIGURA 59C. CORTE ESTRATIGRAFICO C - C'

Localización: GUAYMALPA, DISTRITO FEDERAL

**CORTE ESTRATIGRAFICO D - D' CON PROYECCION DE
POSIBLE CIMENTACION CON PILAS**

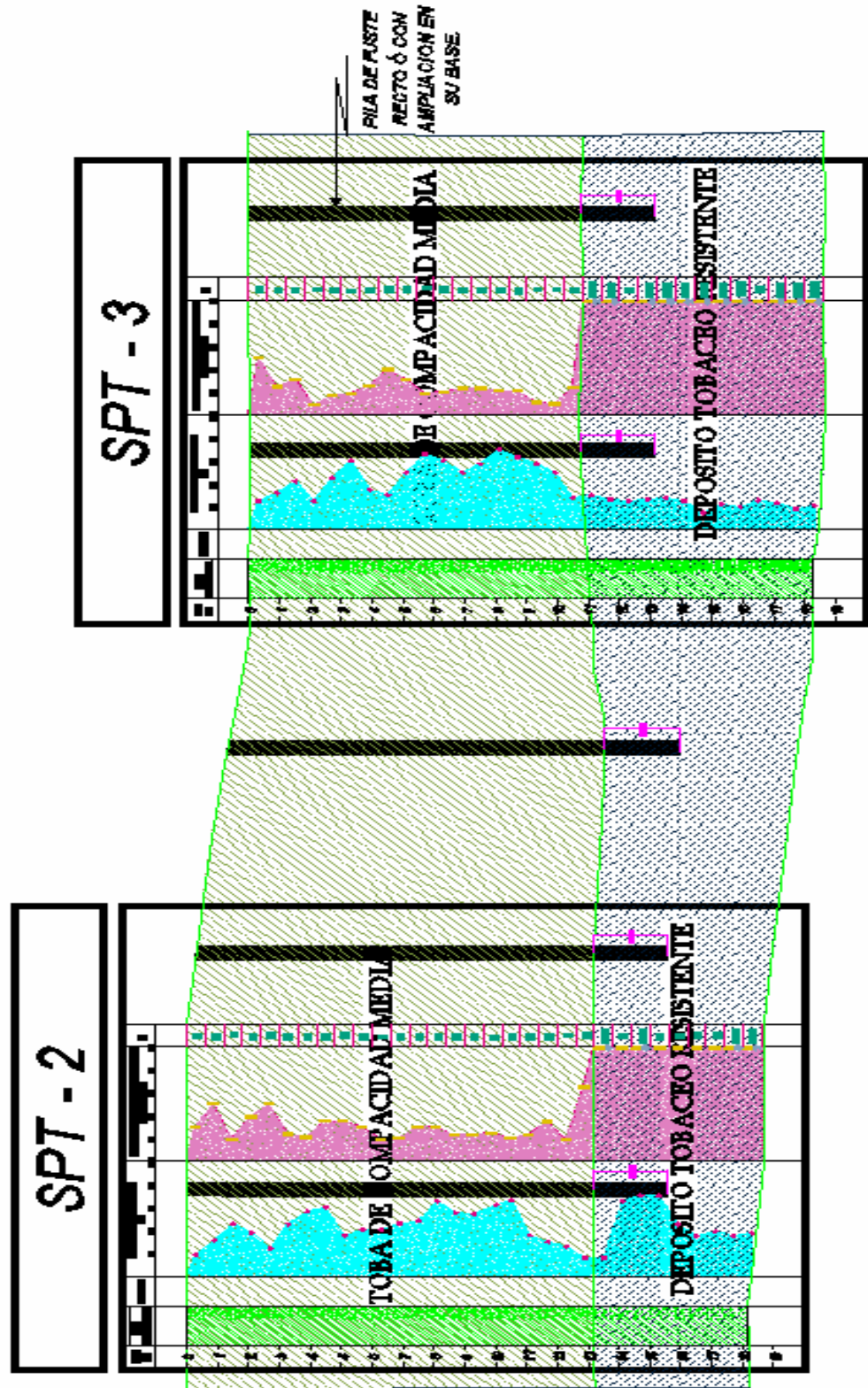


FIGURA 59d. CORTE ESTRATIGRÁFICO D – D'



Diseño de pavimento





Diseño de pavimentos

Se elaboro el diseño geotécnico de los pavimentos, donde se diseñaron los pisos y pavimentos en función de los parámetros de soporte de la capa subrasante, de la intensidad y magnitud de cargas que circularán sobre estos.

A continuación se proporciona la sección estructural de los pavimentos del estacionamiento y de los pisos en el interior de las estructuras proyectadas, se dan las especificaciones y las normas generales de control de calidad de los materiales y del procedimiento de construcción de los mismos.

Diseño de pavimento flexible

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores de la nave se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcillas y limos arenosos café claro, cuyo contenido de agua medio es 25%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 32.5% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 35.7% y recompactados al 95% de su PVSM de 39%.

De acuerdo a las vialidades y cajones de estacionamiento que contempla el proyecto, se estima que sobre el pavimento circularán alrededor de 300 vehículos diarios, de los cuales 25% serán de carga y el 75% automóviles y camionetas ligeras, los cuales circularán sobre una vialidad principal, pero maniobrarán en diferentes zonas, dando lugar a que existan áreas con diferente flujo vehicular, lo que dará como resultado que el pavimento tenga áreas con distintos espesores.

Para el diseño de la sección estructural de pavimento se consideraron los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo formarán:

CBR suelo de cimentación	32.5%
CBR capa subrasante	15% compactada al 90%
CBR capa sub-base	50% compactada al 95%
CBR capa base	80% compactada al 98%

El valor relativo de soporte, CBR_c se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$CBR_c = CBR (1 - CV)$$

En la cual:

CBR: valor relativo de soporte de cada material

C: factor que depende del nivel de confianza, considerado de 80%



V: coeficiente de variación de los valores de prueba, considerada de 15% para el suelo natural y 5% para los otros materiales.

Se obtuvieron los siguientes valores de valor relativo de soporte crítico:

CBR _c suelo natural	32.5 %
CBR _c capa subrasante	15 %
CBR _c capa sub-base	50 %
CBR _c capa base	80 %

Se estimó que el tránsito diario anual, TDPAi, será de 300 vehículos, que tendrá una tasa de crecimiento anual de 3%, con la siguiente composición probable del tránsito. Para establecer los espesores equivalentes, Zi, mínimos sobre una capa, se utilizó el nomograma de diseño indicado en el instructivo de Diseño de Pavimentos, correspondiente al nivel de confianza, Qu = 0.7 y los argumentos de entrada ΣL y CBR_c.

VIALIDAD DE ACCESO					
Material de capa	CBR _c	Espesor equivalente para Z=0	Espesor equivalente para Z=15 cm	Espesor equivalente para Z=30 cm	Espesor equivalente para Z=60 cm
Carpeta		Z ₁ = 15 cm			
Base	76.8		Z ₂ = 23 cm		
Sub-base	48.0			Z ₃ = 28 cm	
Subrasante	14.4				Z ₄ = 75 cm
Suelo de cimentación	2.6				

Espesor de carpeta $Z_1 = 15 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 7.5 \text{ cm}$ (espesor requerido)

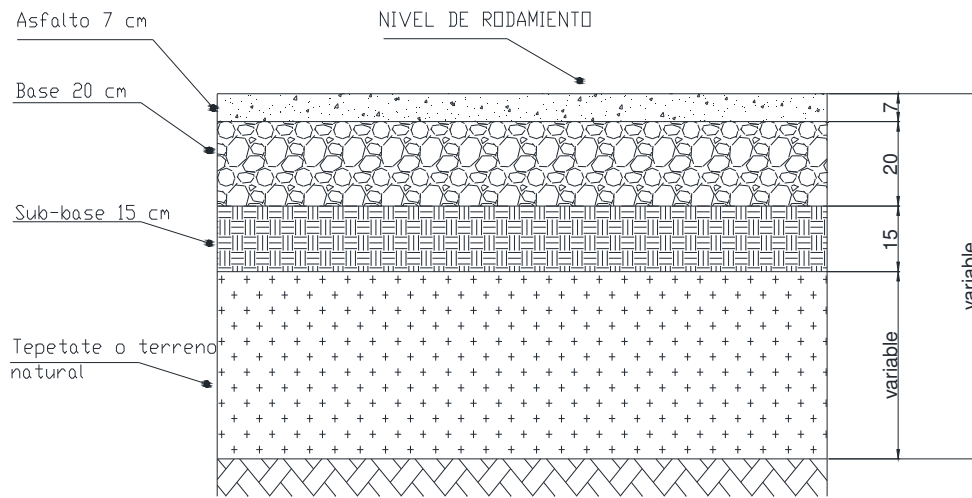
Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 23 - 17 = 6 \text{ cm}^*$






Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 28 - 23 = 5 \text{ cm}^*$

Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 75 - 28 = 47 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento en la vialidad de acceso será:

Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable**



-  ASFALTO
-  MATERIAL INERTE (BASE)
-  MATERIAL INERTE (SUB-BASE)
-  TEPETATE RELLENO CONTROLADO
-  NIVEL DE DESPLANTE

NOTA: LOS NIVELES DE RELLENO SON ESTIMADOS, SE DEBERAN CORROBORAR CON LA TOPOGRAFIA Y NIVELES DE PROYECTO

Acotaciones en cm Figura.- 53

Figura 62. Sección Estructural de Pavimentos Flexibles

CALLES LATERALES					
Material de capa	CBR _c	Espesor equivalente para Z=0	Espesor equivalente para Z=15 cm	Espesor equivalente para Z=30 cm	Espesor equivalente para Z=60 cm
Carpeta	-----	Z ₁ = 14 cm			
Base	76.8		Z ₂ = 20 cm		
Sub-base	48.0			Z ₃ = 25 cm	
Subrasante	14.4				Z ₄ = 70 cm
Suelo de cimentación	2.6				

Espesor de carpeta $Z_1 = 14$ cm (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 7$ cm (espesor requerido)

Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 20 - 14 = 6$ cm*

Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 25 - 20 = 5$ cm*



Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 70 - 25 = 45 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento en las calles laterales será:

Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable**

* Por especificación el espesor mínimo es de 15 cm

** Al aumentar el espesor de la base por especificaciones reducir el espesor del terraplén

ANDEN DE CIRCULACION Y ESTACIONAMIENTO					
Material de capa	CBR _c	Espesor equivalente para Z=0	Espesor equivalente para Z=15 cm	Espesor equivalente para Z=30 cm	Espesor equivalente para Z=60 cm
Carpeta	-----	Z ₁ = 11 cm			
Base	76.8		Z ₂ = 18 cm		
Sub-base	48.0			Z ₃ = 23 cm	
Subrasante	14.4				Z ₄ = 65 cm
Suelo de cimentación	2.6				

Espesor de carpeta $Z_1 = 11 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 5.5 \text{ cm}$ (espesor requerido)

Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 18 - 11 = 7 \text{ cm}^*$

Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 23 - 18 = 5 \text{ cm}^*$

Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 65 - 23 = 42 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento en andén de circulación y estacionamiento será:

Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	Variable *



Diseño del pavimento rígido

De acuerdo a la exploración realizada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno se observó lo siguiente: superficialmente se tiene una capa de suelo vegetal de 60 cm de espesor medio, la cual será despalmada y retirada fuera de la obra, deberá considerarse que en otras zonas se tienen espesores mayores a los esperados de suelo vegetal, subyaciendo a este estrato se tienen materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcillas y limos arenosos café claro, cuyo contenido de agua medio es 25%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 32.5% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 35.7% y recompactados al 95% de su PVSM de 39%.

Estructuración de pavimentos rígidos

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten adecuadamente distribuidas a las capas inferiores que proporciona la superficie de rodamiento en donde se debe tener una operación “rápida” y “cómoda”.



PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; si falla las partes bajas de la capa entonces falla la estructura.

La sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulica, por la base y sub-base que se construyen sobre la capa subrasante. Figura 63.

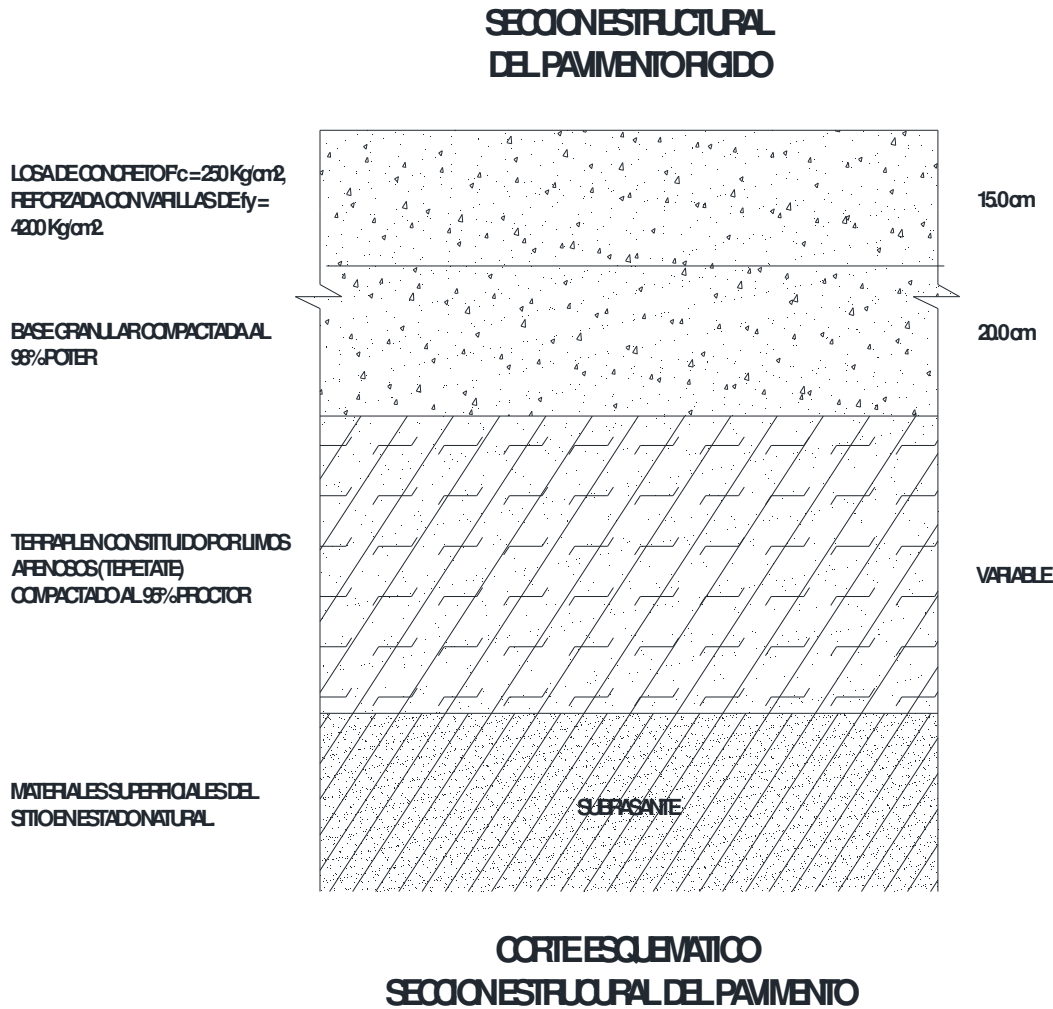


Figura 63. Sección Estructural de Pavimentos Rígidos

Antiguamente, la losa se construía sobre las terracerías sin importar la calidad que tuvieran; esto dio lugar a que un gran número de pavimentos fallaran al aparecer grietas transversales o longitudes cercanas a las orillas; al investigar el fenómeno se encontró que la causa de ellas había sido lo que se ha dado por llamar “*fenómeno de bombeo*”, que consiste en el ascenso de materiales finos y húmedos hacia la superficie de rodamiento a través de las juntas, en virtud de la deformación y recuperación de las losas en las orillas, al paso de los vehículos.

A partir de este estudio, se especificó que la losa debía colocarse sobre un material granular, que cuando menos cumpliera las normas para sub-base de pavimento; el espesor de la losa se puede disminuir, sobre todo si la sub-base se estabiliza con cemento portland.



Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 . Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o presforzado.

Cuando se utiliza concreto simple o reforzado, el tamaño de las losas es similar, tendiendo generalmente a ser cuadradas con 3 a 5 m. de lado, pero en la actualidad existe una tendencia a aumentar su área, el concreto presforzado permite la utilización de superficies continuas de área muy superior; se usa más frecuentemente ya que se ahorra en el espesor y es más económico.

Los factores que afectan el espesor de la losa son principalmente el nivel de carga que han de soportar, las presiones de inflado de las llantas de los vehículos, el modulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto que en ellas se utilice.

De acuerdo al proyecto, toda el área cubierta por las estructuras podría requerir de una plataforma con espesor del orden de 0.6 m con respecto al nivel de rodamiento para sobreelevar la superficie del terreno, considerando la topografía que tenía originalmente y el despalme mínimo necesario así como el nivel de proyecto establecido, por lo que los pisos se apoyarán sobre el terraplén, sin embargo se juzga que no es necesario únicamente deberán considerarse obras de protección y un adecuado drenaje, y apoyarse sobre el terreno natural y resistente.

Considerando la topografía que tenía originalmente y el despalme mínimo necesario así como el nivel de proyecto establecido, se establece que los pisos se podrán apoyar sobre el terraplén o sobre los depósitos resistentes, así también, en el diseño de la sección estructural de los pisos se tomaron en cuenta las sobrecargas que actuarán en ellos, y las características físicas y estratigráficas de los depósitos superficiales.

Todos los materiales recortados deberán retirarse fuera de la Obra y los que subyacen al primer metro podrán utilizarse como rellenos, deberá considerarse el empleo de un 5% de cal en peso o bien mezclarse con material de banco en una 50% en volumen, y posteriormente se tendrán que restituir con materiales de banco compactados al 96% de su peso volumétrico seco máximo en capas de 25 cm en estado suelto.

A continuación se presentan los resultados del diseño de pavimento rígido, así como las especificaciones para la construcción del terraplén.

Para el diseño del piso, constituido por losas de concreto hidráulico, se empleó el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros:

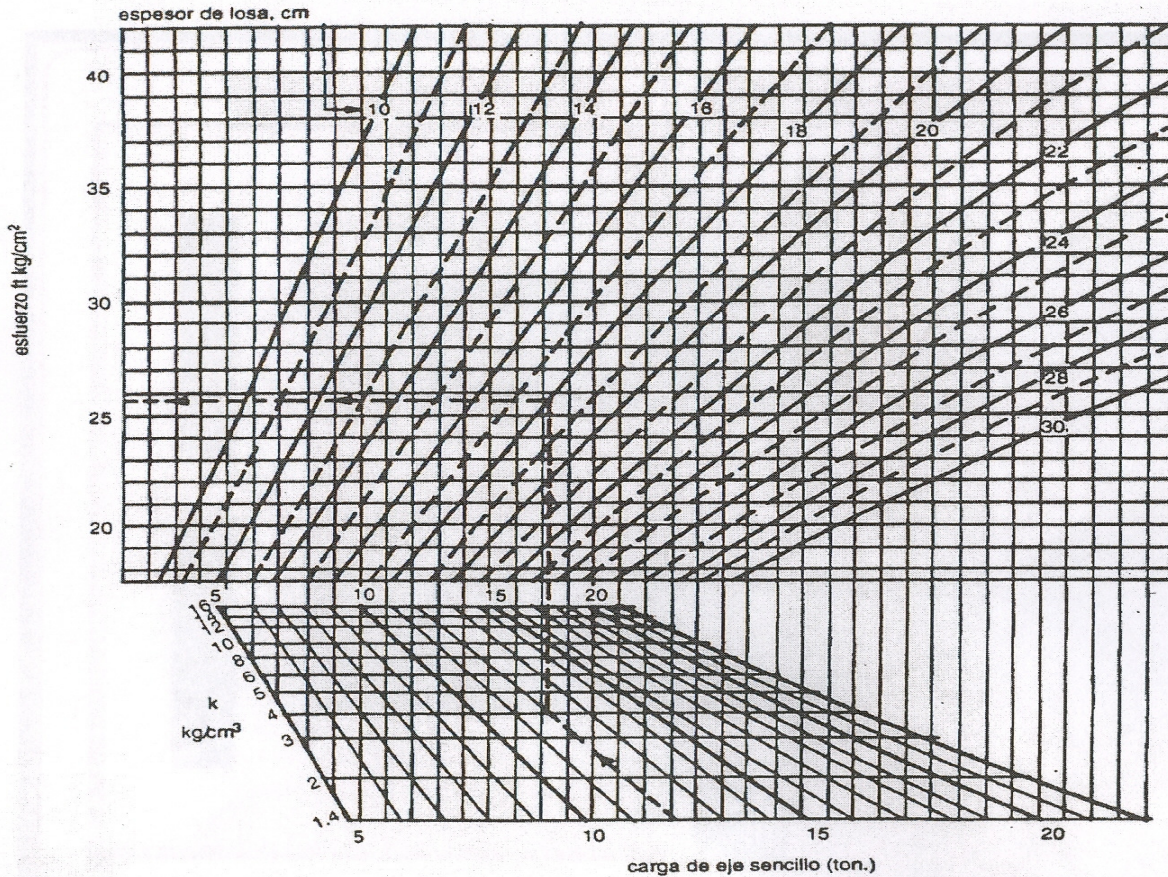


Piso en las estructuras

Carga máxima aplicada al piso por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta, con peso de hasta 1.5 ton/m ²	4,500 kg
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 5%	5,000 kg
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	8.0 kg/cm ³
Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico	20 cm.
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.0 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²
Modulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.8 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cuál fue efectuado el diseño, corresponden a una sobrecarga de 1.5 ton/m². La carga más crítica transmitida al piso por estos vehículos corresponden al eje sencillo a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 1.5 ton/m².

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos que se muestra en la figura 64, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³, y una carga de diseño de 5.0 ton. Se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 15 cm., que se apoyará sobre una base de materiales.



Nomogramas para encontrar los esfuerzos que los ejes sencillos causan en una losa de concreto hidráulico, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y el espesor supuesto de los P C A).

FIGURA 64. NOMOGRAMA EJES SENCILLOS

La determinación del "módulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR). De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 6 kg/cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 20 cm. de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 kg/cm².

Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamientos por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$As = \frac{WfL}{2fs}$$



donde:

A_s = área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm^2

W = peso de la losa, en kg/m

f = coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5

L = longitud de los tableros de losa, en m.

f_s = esfuerzo permisible en el acero, en kg/cm^2 , (igual a $0.6 f_y$)

Además, en toda dirección en el que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.5 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

donde:

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

x_1 = $1/3$ de H , siendo H el espesor del pavimento.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

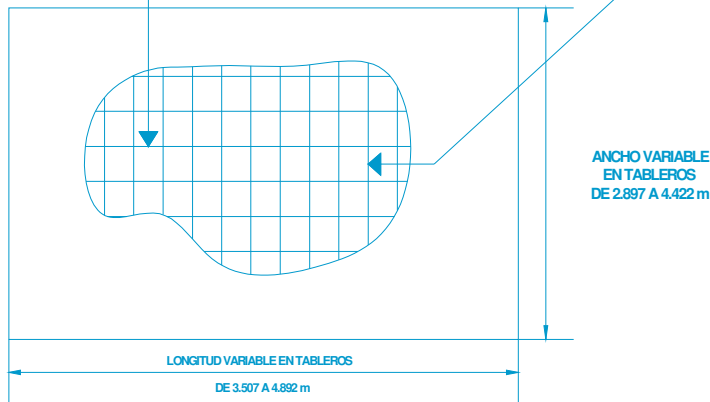
Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal como se indica en la figura 65



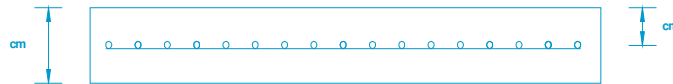
LONGITUD TABLERO	ARMADO (cm)
3.507	# 3 @ 37.5
3.660	# 3 @ 37.5
4.270	# 3 @ 30.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.422	# 3 @ 28.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.575	# 3 @ 25.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.892	# 3 @ 25.0 (ó # 4 @ 37.5)

LONGITUD TABLERO	ARMADO (cm)
2.897	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.050	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.188	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.507	# 3 @ 45.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.660	# 3 @ 40.0 (ó # 4 @ 70.0)
4.270	# 3 @ 30.0 (ó # 4 @ 50.0)
4.422	# 3 @ 28.0 (ó # 4 @ 50.0)

PLANTA



ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO ARMADO



PERFIL

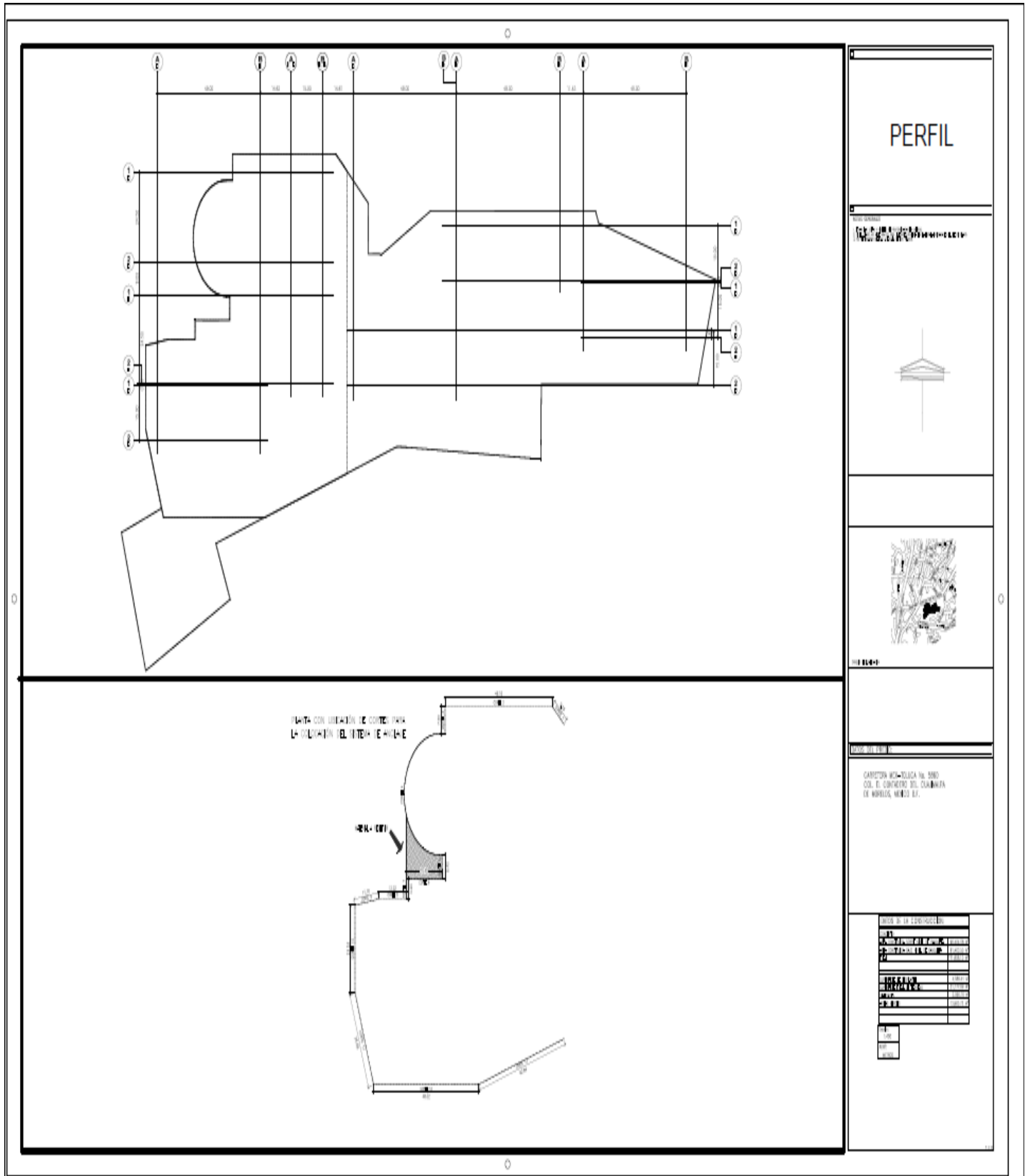
ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE LOSA DE PISO ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) PARA LA VIALIDAD Y PATIO DE MANIOBRAS

FIGURA 65. ACERO DE REFUERZO DE LAS LOSAS DEL PAVIMENTO

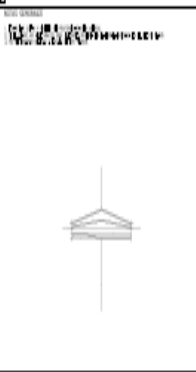


Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, por el módulo de ruptura del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



PERFIL



SECCION A-A

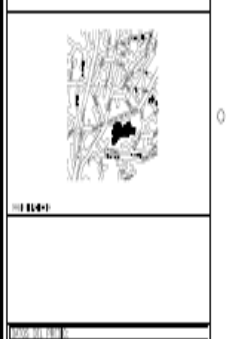
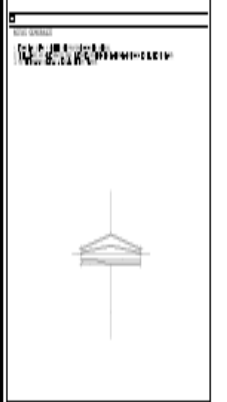
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL: CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA		m ³		
2	ACERO		kg		
3	FORMA		m ²		
4	MANO DE OBRERA		m ³		
5	MAQUINARIA		m ³		
6	TRANSPORTE		m ³		
7	OTROS				
TOTAL					

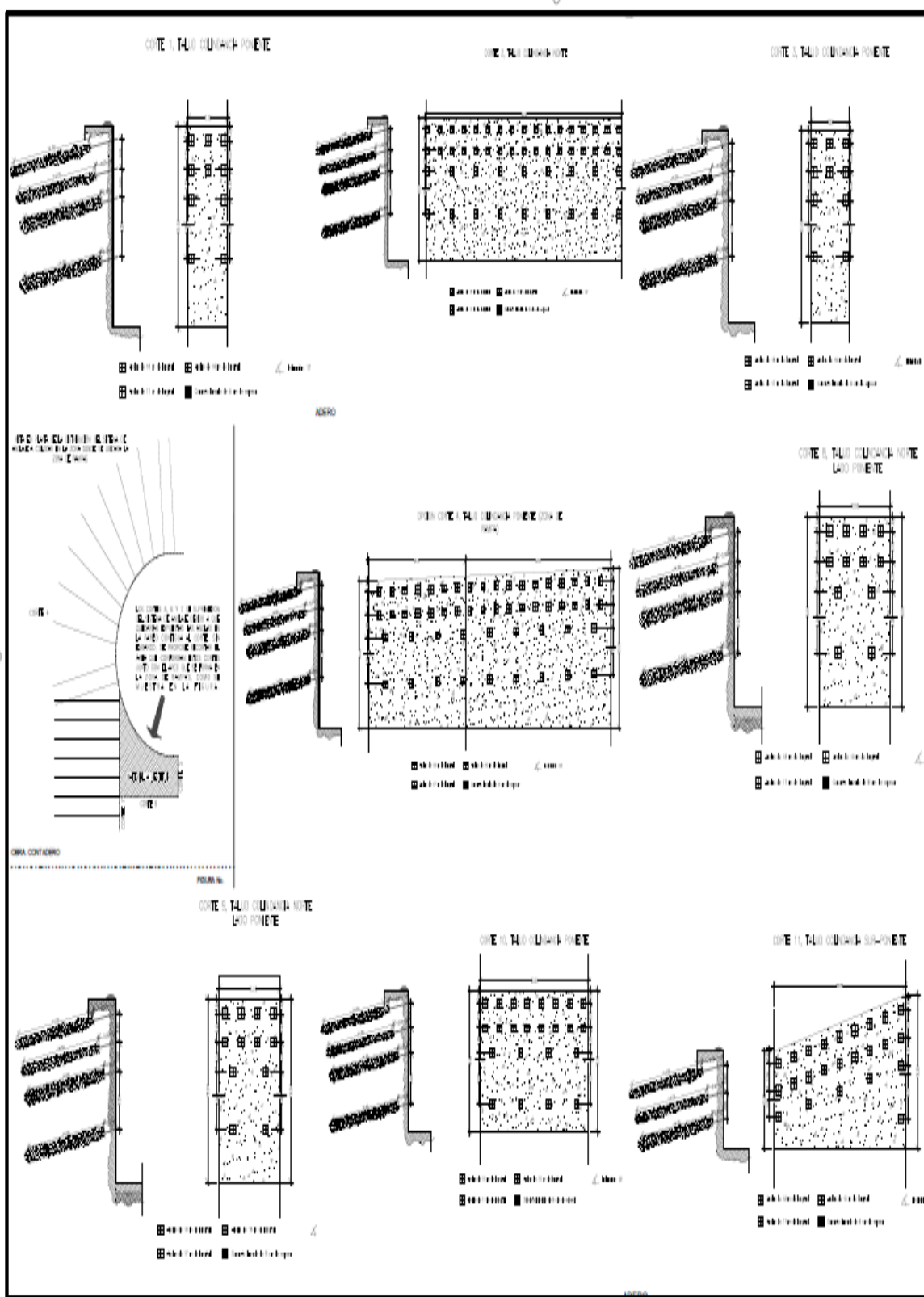


CARACTERISTICAS DE LAS ANCLAS



CARRTERA MEX-TOLUCA No. 4000
 COL. E. CONDOMINIO DEL CUADRANTE
 DE NOROCCIDENTE, MEXICO D.F.

DATOS DE LA CONSTRUCCION	
PROYECTO	ANCLAS PARA LA CONSTRUCCION DE LA CARRETERA MEX-TOLUCA No. 4000
CLIENTE	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
PROYECTISTA	ING. J. G. GARCIA
CONSTRUCCION	CONSTRUCCION DE LA CARRETERA MEX-TOLUCA No. 4000
FECHA	1960
ESCALA	1:100





BIBLIOGRAFIA

- Normas técnicas complementaria para diseño y construcción de cimentaciones
- Mecánica de suelos (tomo II)
Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos
B. Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez
Editorial, limusa
- Reglamento de construcción del distrito federal
- Marzal; Raúl y Mazari Marcos “ El subsuelo de la ciudad de México “ Facultad de Ingeniería UNAM