



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN
DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN
ZONA DE LAGO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

JONATHAN FERMIN ESQUIVEL SANTIAGO

ASESOR:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



MÉXICO, 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por darme las lecciones de vida necesarias para forjarme un carácter firme, por darme la voluntad y la fuerza para seguir adelante ante toda adversidad, y por poner en mi camino aquellas personas que han marcado mi vida.

A mi ABUE, por darme todo ese amor, toda la comprensión y todos los consejos que me han mantenido de pie, por darme esa luz que ilumina mi vida, Te Amo Má.

A mis tíos, Lidia: que ha sido como una mamá, que me has apoyado desde siempre, tu ejemplo de superación y dedicación fueron mi motivación para alcanzar mis metas. Javier: por ser como pi papá, tus palabras de aliento y de reflexión siempre estuvieron cuando más lo necesitaba. Raúl: por apoyarme en todo lo que puedes.

A mi primo Argénis, por apoyarme y ser el hermano con el que aprendí a gatear y hoy juntos hemos logrado nuestras metas.

A mis Amigos, por compartir conmigo los mejores momentos de mi vida, aquellas bromas, aquellas fiestas, los momentos de estudio, de risas y de tristezas.

A mis Profesores, por compartir los conocimientos que hoy me dan la oportunidad de ser una mejor persona, por compartir sus experiencias, por darme esos consejos y enseñanzas de vida, en especial a mi maestro, mi asesor de tesis, mi amigo, el
Ing. Gabriel Álvarez Bautista.

A mi Universidad, le debo todo lo que soy, a mí siempre amada UNAM.

DE CORAZÓN
MUCHAS GRACIAS



INDICE

INTRODUCCIÓN	4
CAPITULO I PROYECTO	6
I.2 Datos del Proyecto	9
CAPITULO II EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y LABORATORIO	19
II.1 Exploración del Subsuelo	19
II.2 Cono Eléctrico	20
II.2.1 Prueba de Cono Eléctrico	20
II.3 Laboratorio	38
CAPITULO III ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO Y PROPIEDADES	39
III.1 Descripción Estratigráfica	39
III.2 Propuesta de clasificación para fines de presupuesto de excavaciones	41
III. 3 Nivel Freático	41
III.4 Coeficiente Sísmico	42
CAPITULO IV TRATAMIENTO DE TERRACERIAS PARA EL ÁREA DE LA TIENDA PARA EL ESTACIONAMIENTO Y PATIO DE MANIOBRAS	43
IV.1 Tratamiento en el Área del Sembrado de la Tienda	43
IV.2 Tratamiento en el Área del Estacionamiento, y del Patio de Maniobras	46
CAPITULO V ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO	48
V.1 Solución de Cimentación	48
V.2 Diseño Geotécnico de los Pilotes de Fricción	48
V.3 Proceso Constructivo General	51
V.4 Proceso Constructivo de los Pilotes	51
V.5 Estabilidad de Taludes Durante la Excavación	54
V.6 Estabilidad del Fondo de la Excavación	54
V.7 Consideraciones Geotécnicas para Diseño Estructural	55
CAPITULO VI ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y SUBESTACIÓN ELECTRICA, CISTERNA DE AGUA POTABLE SISTEMA DE BOMBEO	59
VI.1 Planta de Tratamiento y Subestación Eléctrica	59
VI.2 Procedimiento Constructivo para Excavación en el Área de la Planta de Tratamiento	61
VI.3 Alternativa de Cimentación Recomendado para Cisterna de Agua Pluvial y Cisterna de Agua Potable	64
VI.4 Procedimiento Constructivo para las Áreas de Cisternas	66
VI.5 Sistema de Bombeo	70
CAPITULO VII PISOS Y PAVIMENTOS	75
VII.1 Tienda	75
VII.2 Estacionamiento y Patio de Maniobras	76
CONCLUSIONES	81
BIBLIOGRAFÍA	83



INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional ha propiciado nuevas necesidades dentro de la sociedad en general. La insuficiencia para la adquisición de alimentos, artículos para la limpieza y aseo personal, electrodomésticos, y hasta la adquisición de ciertos medicamentos, ha hecho factible tanto para el interés del desarrollo social y el económico, la construcción de complejos comerciales.

Desde el punto de vista de la sociología, el consumo queda definido como “el conjunto de procesos socioculturales en que se realiza la apropiación y los usos de los productos o servicios”. Productos o servicios que pueden estar a disposición del consumidor en cualquier parte y que pueden ser consumidos de distintas maneras. El simple hecho de la existencia de los productos o servicios los transforma en potencialmente consumibles y da a todos los consumidores el derecho legítimo de aspirar a tenerlos.

Es el dinero el que permite el consumo, pero cada vez es necesario menos dinero, ya que la producción en masa, así como las imitaciones, han hecho posible que personas que no pertenecen a las élites puedan tener acceso a productos o servicios similares.

El consumo implica relaciones de posesión, de dominación, pero también de imitación, siendo el mimetismo cultural un móvil importante para el consumo aún cuando el consumo es una elección consciente de cada persona y depende de su cultura. Y aunque la persona no pueda comprar los bienes, la sola ilusión de que puede llegar a hacerlo, el simple consumo visual, proporciona placer y hacen que la persona se sienta partícipe de este mundo.

Entendemos Desarrollo Sustentable como “aquél que satisface las necesidades de las generaciones presentes sin poner en riesgo la capacidad de las generaciones futuras de satisfacer las suya”.

El medio en el que vivimos nos ofrece el soporte y los elementos necesarios para la vida, en forma de recursos naturales que nos dan sustento y condiciones que nos permiten desarrollarnos. Sin embargo, la presión que los seres humanos ejercemos sobre los recursos naturales y ecosistemas va en aumento, provocando su deterioro y, en algunos casos, su agotamiento. Esto no solamente tiene consecuencias naturales, sino sociales y económicas.

El edificar una estructura de este tipo, no solo implica la búsqueda de espacios estratégicos dentro del entorno poblacional, sino también las grandes inversiones a realizar para su construcción y en su mantenimiento posterior, además de la conciencia ambiental que debe tenerse, ya que ocupar espacios tan grandes implica un deterioro del entorno, y es cuando debe surgir no solo por las disposiciones de los gobiernos sino por ética profesional, las acciones de mitigación de estos problemas de impacto ambiental. Y esto no solo durante la construcción, sino también durante el desarrollo de actividades de la tienda; como ejemplo tenemos la implementación de plantas de tratamientos de aguas residuales, así como captadores de aguas pluviales para la reinyección al subsuelo.



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN ZONA DE LAGO.



En un aspecto más estructural, se debe tomar conciencia de la importancia que tiene una buena cimentación para la vida útil de una estructura; el objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura se transmitan al terreno produciendo en éste, un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales, por ello un conocimiento previo de la naturaleza del terreno evitará accidentes graves y costosos motivados por una cimentación deficiente.

En las obras de ingeniería civil son comunes los problemas de deformabilidad en zonas con suelos blandos provocados por las cargas aplicadas durante ó después de la construcción, así como la presencia de Nivel Freático

La presencia de agua, en relación a los esfuerzos, produce una disminución de las propiedades y las características resistentes en suelos saturados y también provoca una presión adicional sobre el frente de la excavación.

Con una mecánica de suelos llevada a cabo de manera correcta, tomando en cuenta las dimensiones del terreno a estudiar, así como la implementación de los métodos adecuados de exploración para la determinación de las propiedades del suelo, nos lleva a una propuesta de cimentación acertada, bien estudiada y segura. Además del desarrollo de los procedimientos constructivos más adecuados a seguir, evitando daños a las colindancias, riesgos para el personal de construcción, y asegurando la funcionalidad de la obra.



CAPITULO I PROYECTO

El estudio de Mecánica de Suelos deberá proporcionar información sobre las condiciones de la estratigrafía y propiedades del subsuelo de interés para proponer el tipo de cimentación más conveniente para la tienda y las estructuras de pavimento en exteriores: estacionamiento y patio de maniobras del proyecto.

Los estudios preliminares consisten esencialmente en analizar la información existente de las áreas del proyecto, lo cual incluye visitas de reconocimiento al sitio de interés, a fin de contar con las observaciones y datos que permitan definir las propiedades y características de los materiales que conforman el suelo donde se pretende construir la obra, con base en las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona.

I.1 LOCALIZACIÓN

El terreno en estudio se localiza en la Av. Tlahuac-Tulyehualco No. 5421, Colonia San Isidro, en Tulyehualco, D.F. (figura 1.1).

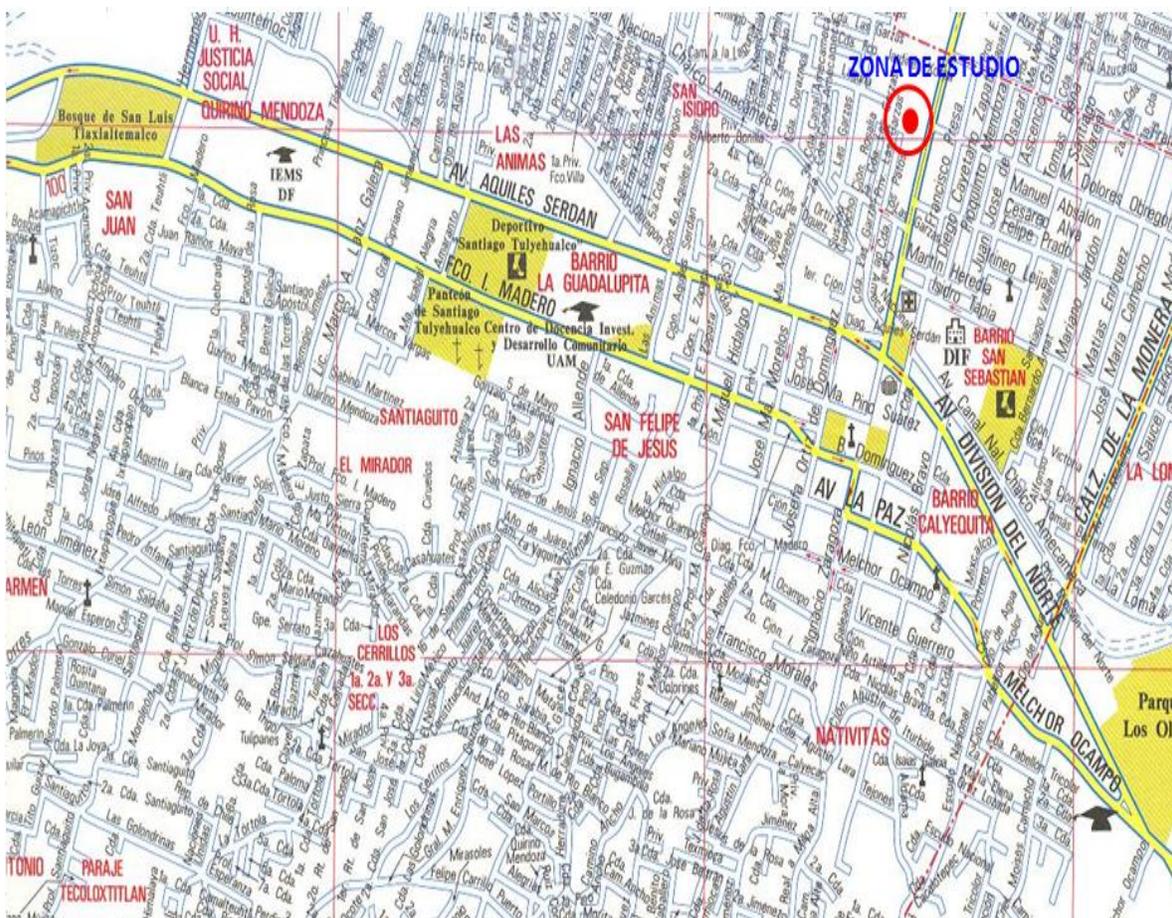


FIGURA 1.1. LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN ZONA DE LAGO.



De acuerdo al sembrado de proyecto la huella de la tienda se ubicará en los dos tercios cercanos a la parte frontal del predio y hacia la colindancia sur, y dado que el nivel de piso terminado de ventas de la tienda (NPT) quedará en la cota 51.30, así como un sótano con nivel de piso terminado en la cota 47.40 proporcionado por el proyectista y por encima de éste construir la tienda, sin embargo en los alrededores de la tienda donde se tienen los pavimentos se colocarán materiales de banco para restituir los materiales de relleno de mala calidad existentes y dejar la cota rodamiento semejante a la que tiene el acceso con la Av. Tlahuac-Tulyehualco, en una profundidad variable entre 0.30 y 1.9 m, de acuerdo a la información de campo obtenida con los pozos a cielo abierto realizados.

Las colindancias del terreno son: al noreste lotes baldíos y construcciones de uno y dos niveles; al norponiente se encuentra área de jardín y la calle Cerrada de Rosalía; al sur poniente con lotes baldíos, estructura de un nivel y una nave de tipo Industrial; y al sureste la Av. Tlahuac-Tulyehualco (figura 1.3).



FIGURA 1.3 COLINDANCIAS

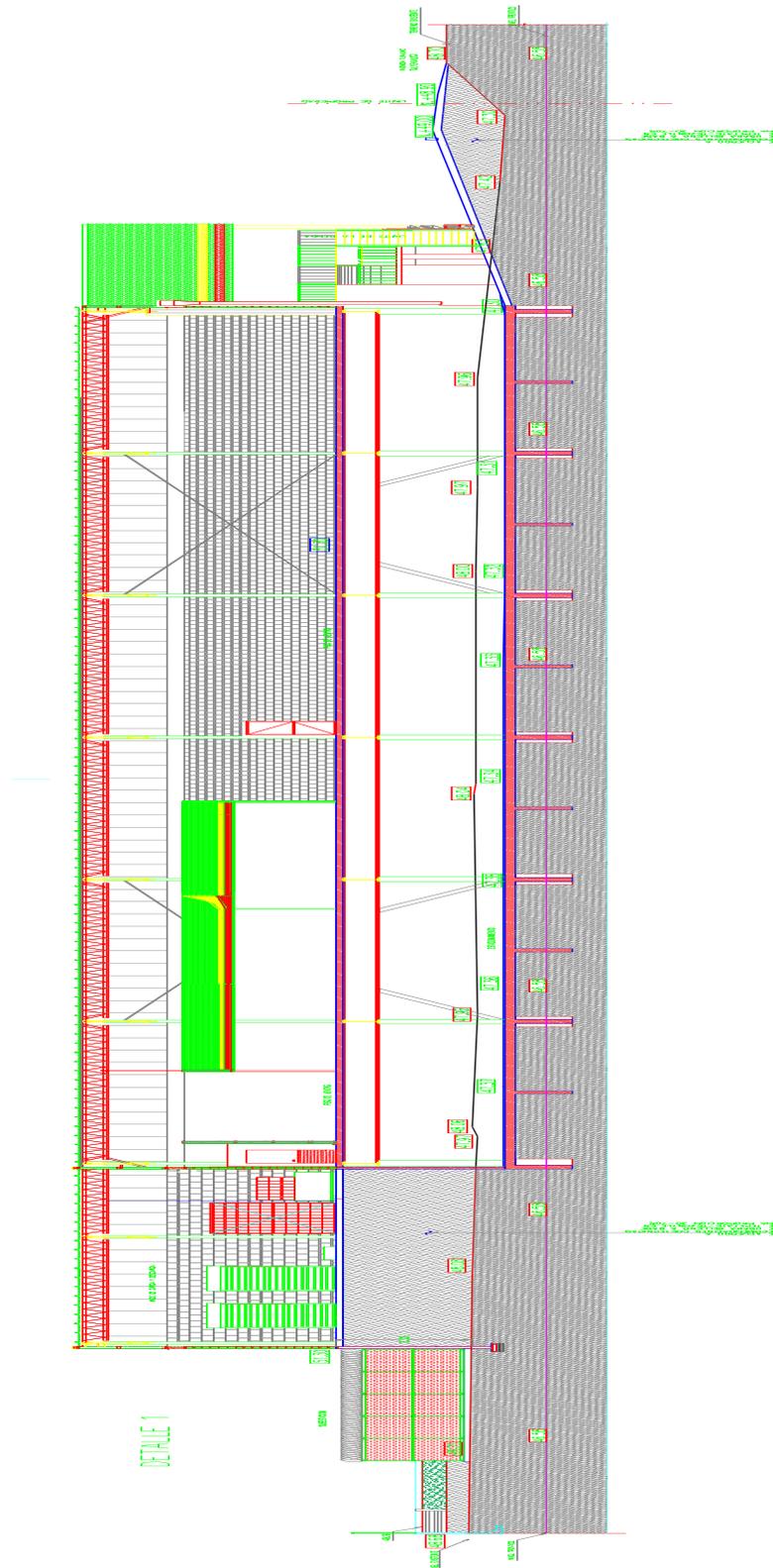


FIGURA 1.5 CORTE A-TIENDA

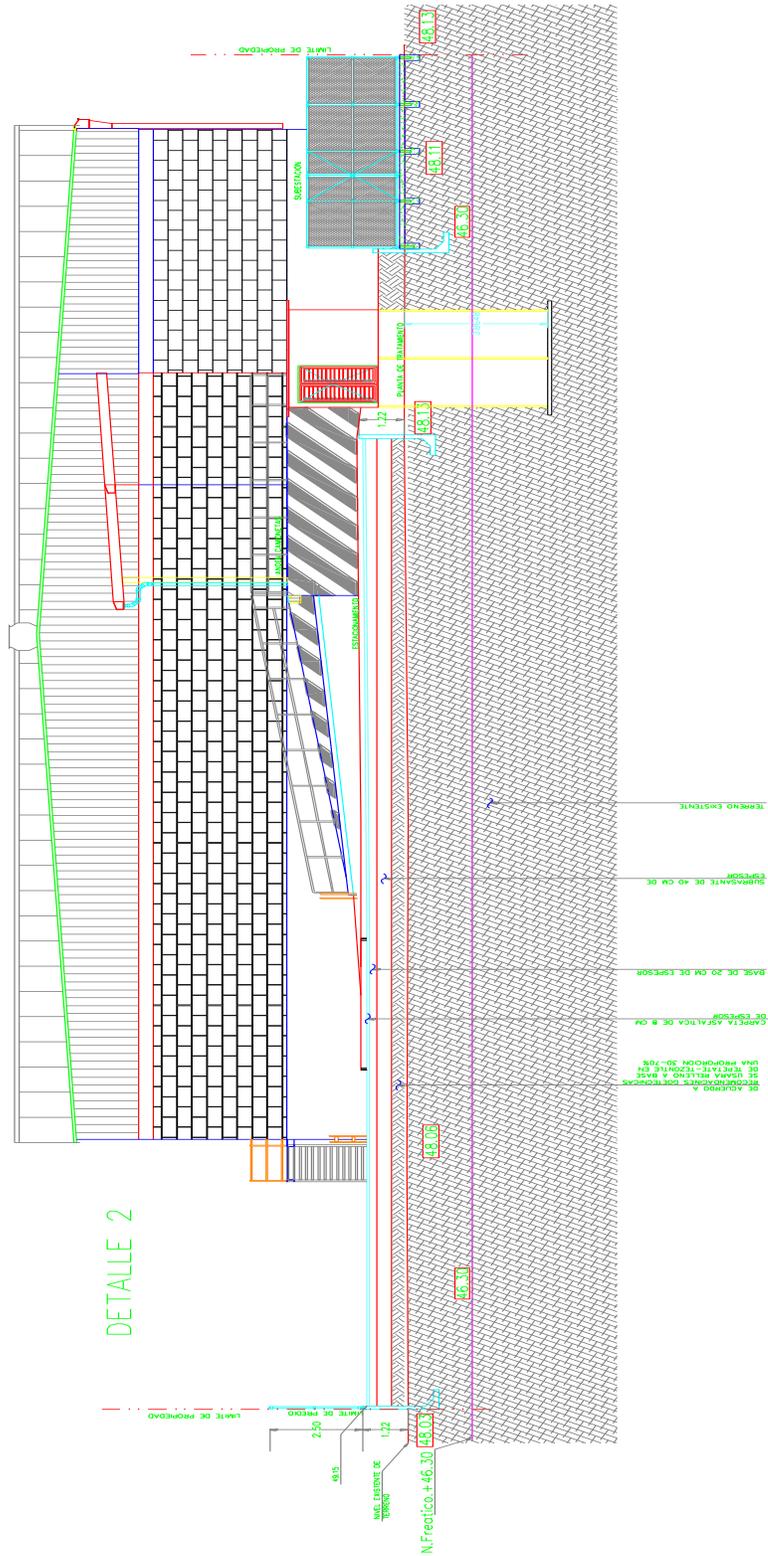


FIGURA 1.6 CORTE B-TIENDA

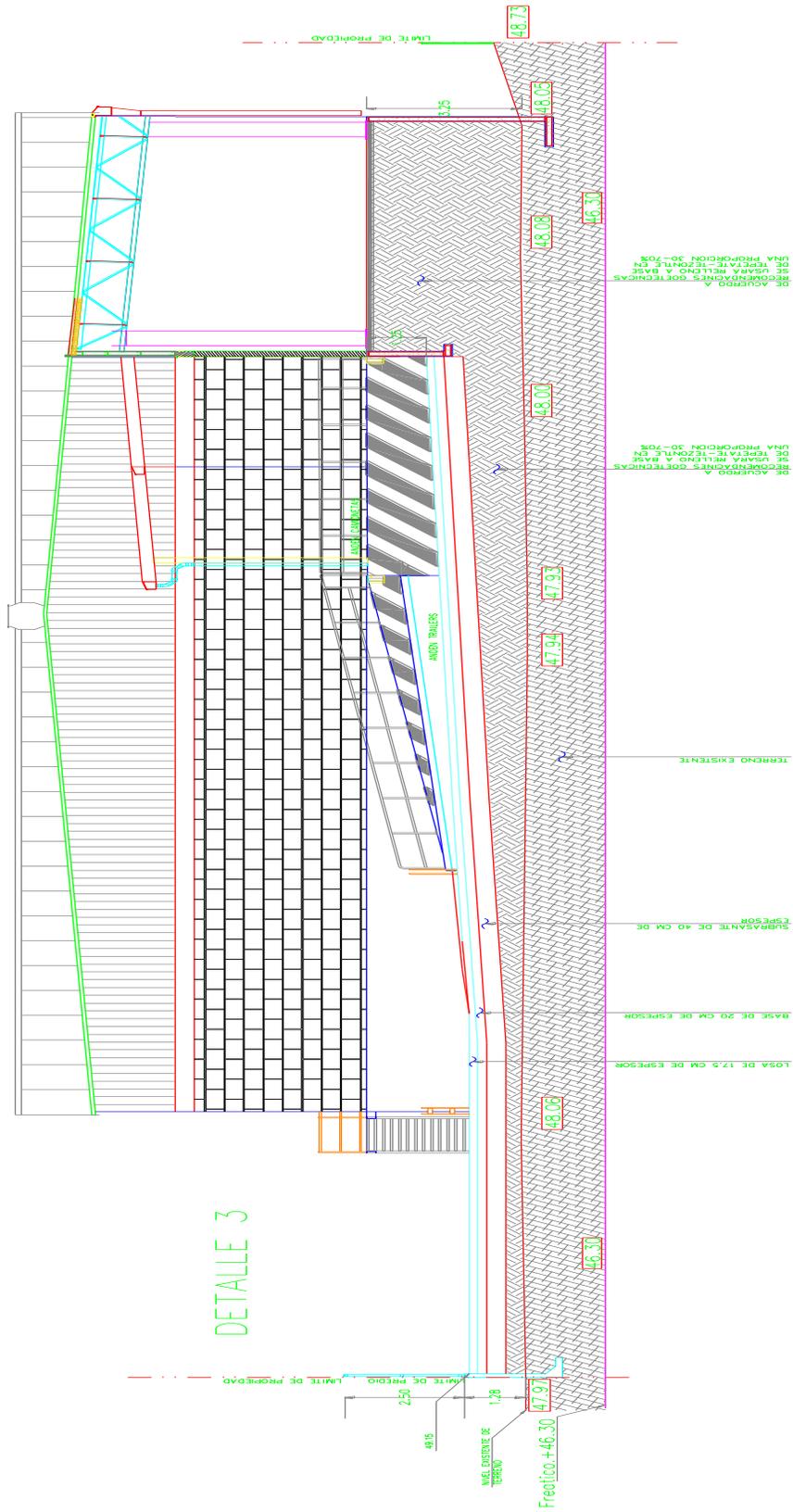


FIGURA 1.7 CORTE C-TIENDA

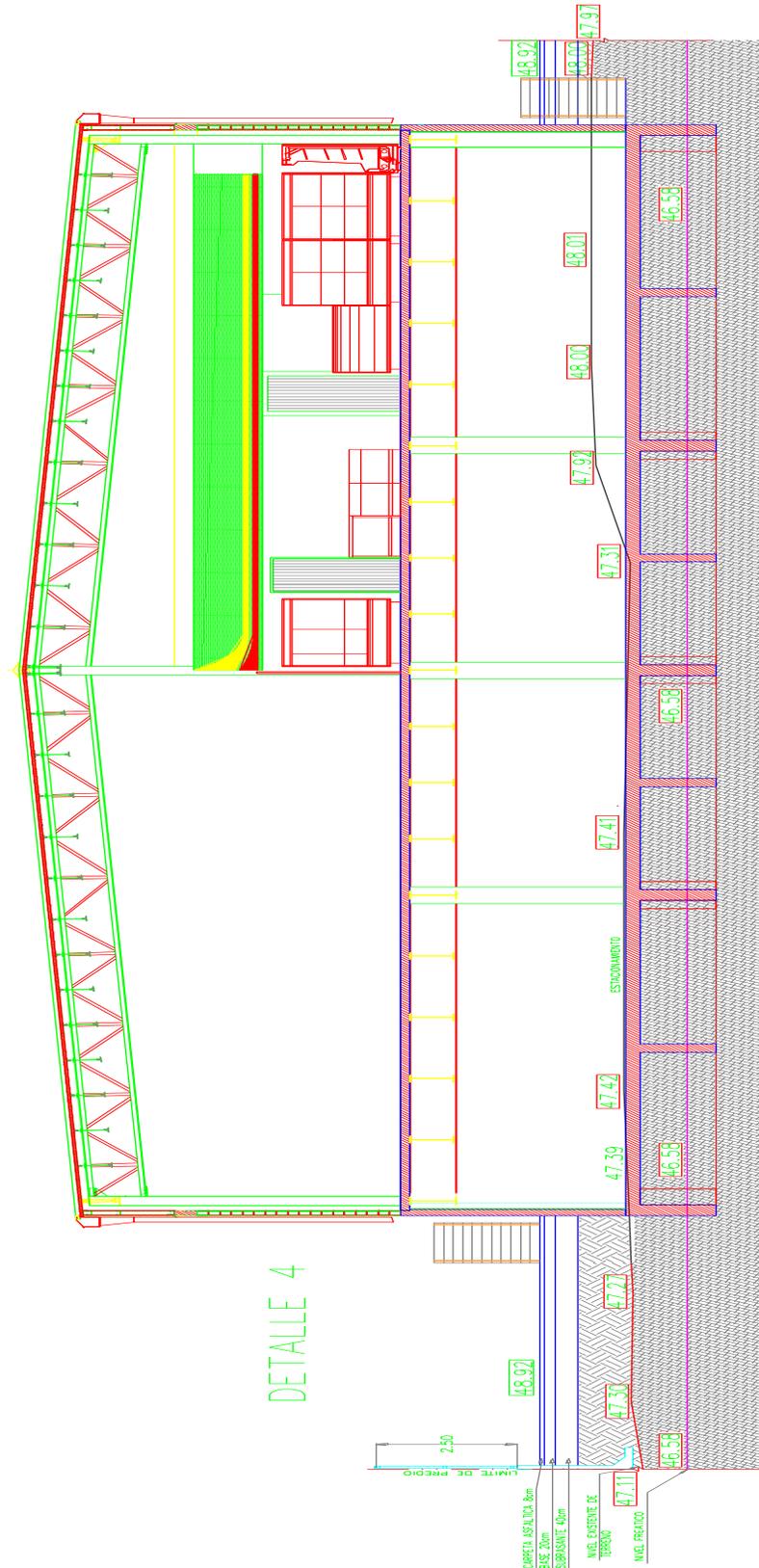


FIGURA 1.8 CORTE D-TIENDA

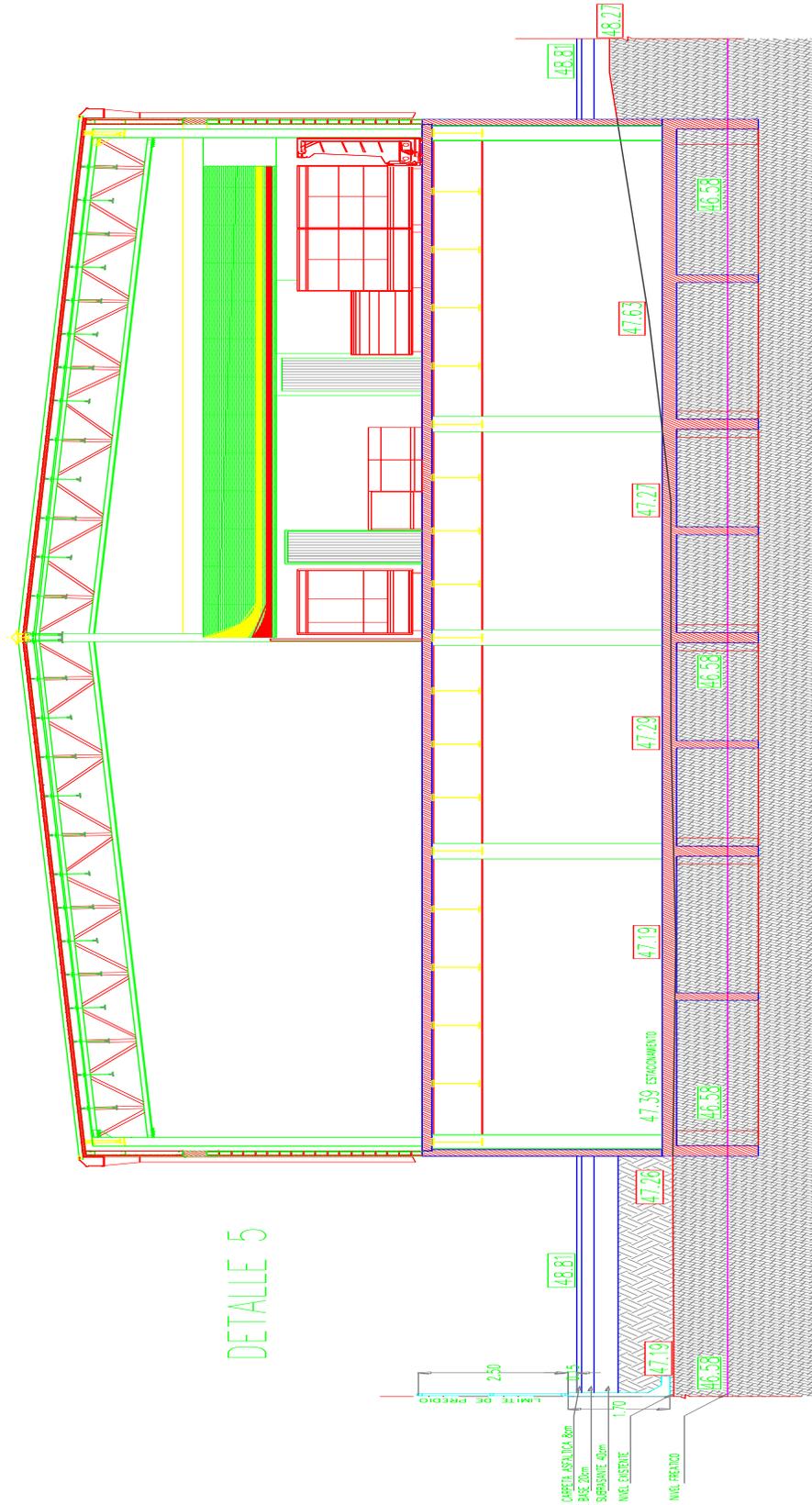


FIGURA 1.9 CORTE E-TIENDA

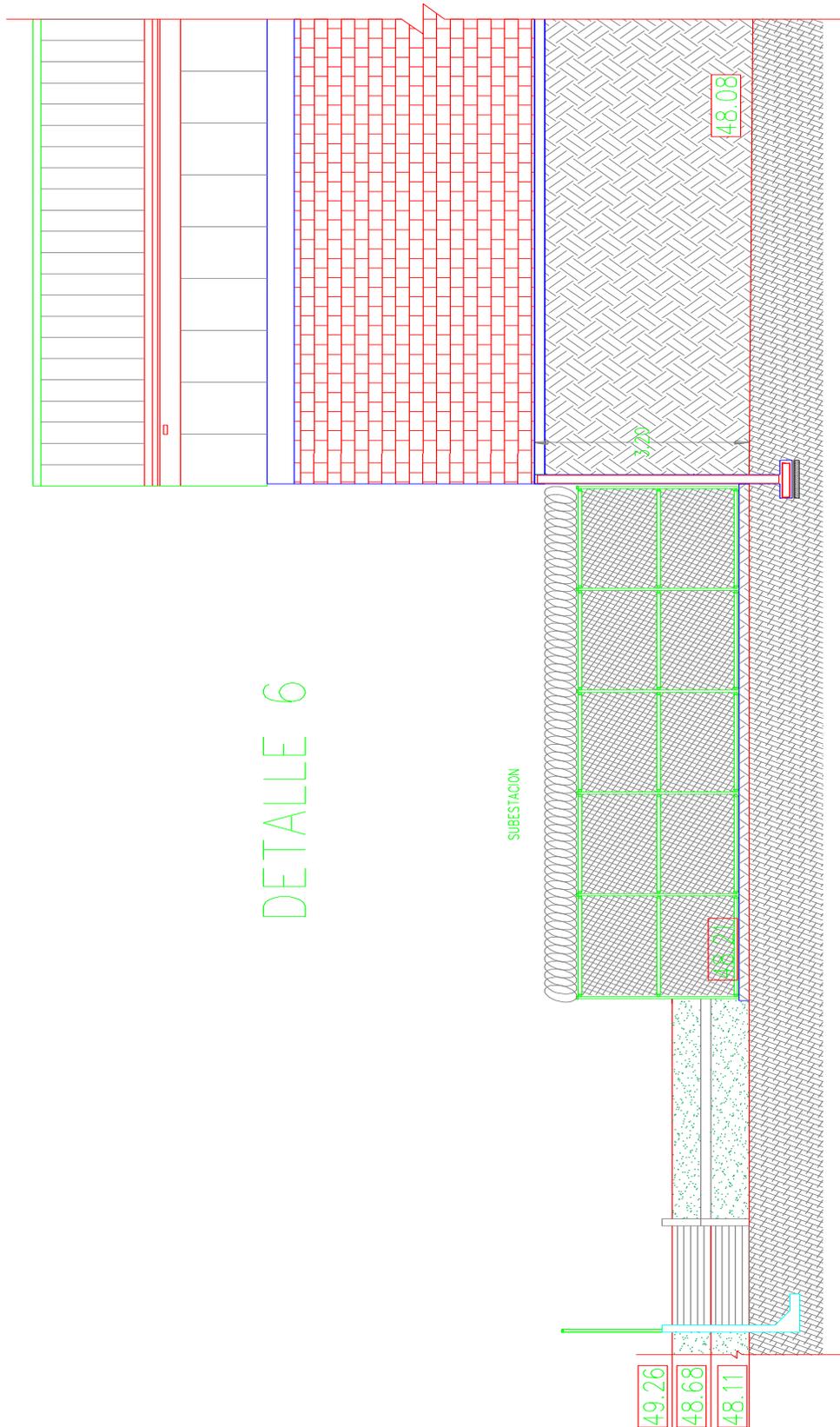


FIGURA 1.10 CORTE F-TIENDA

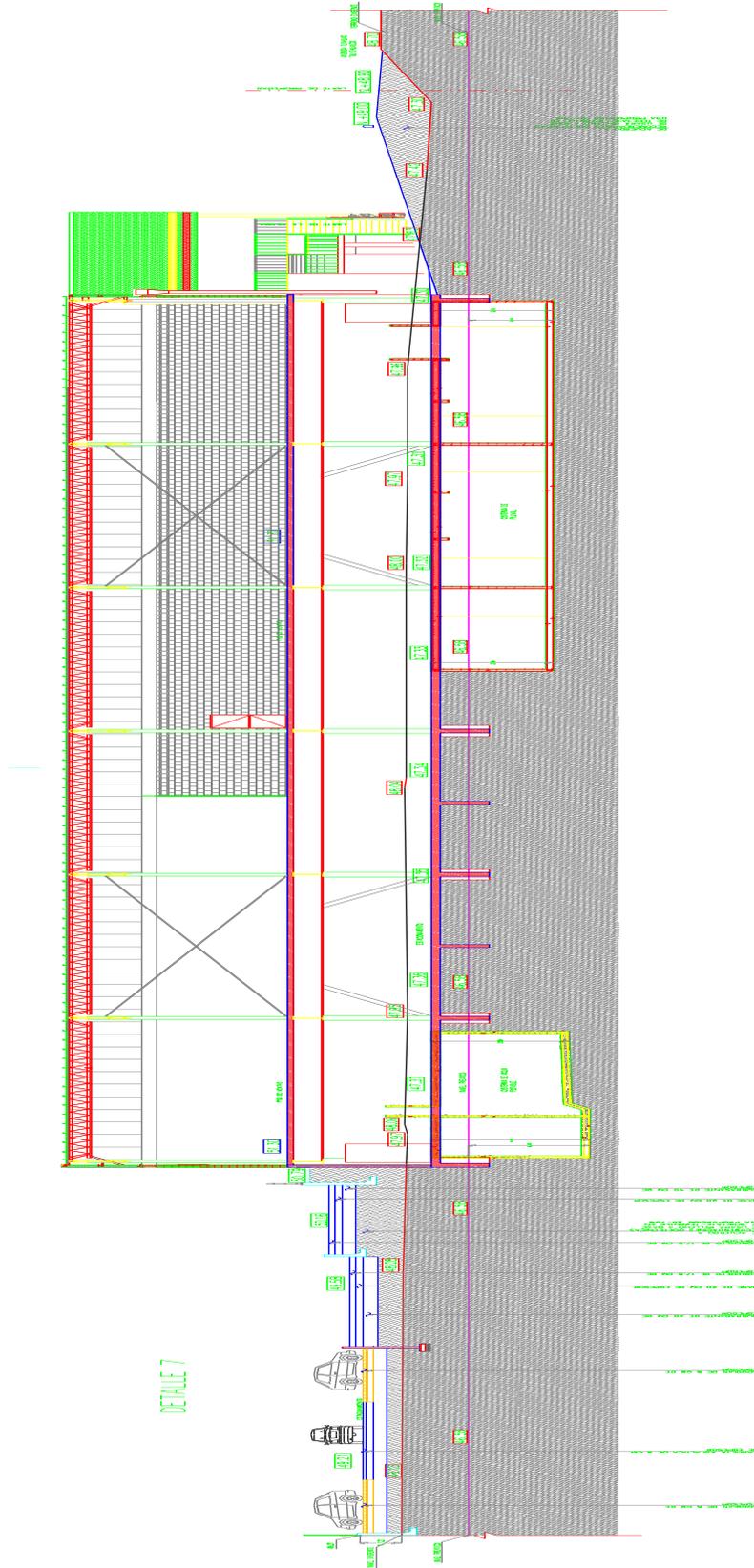


FIGURA 1.11 CORTE G-TIENDA



DETALLE 8

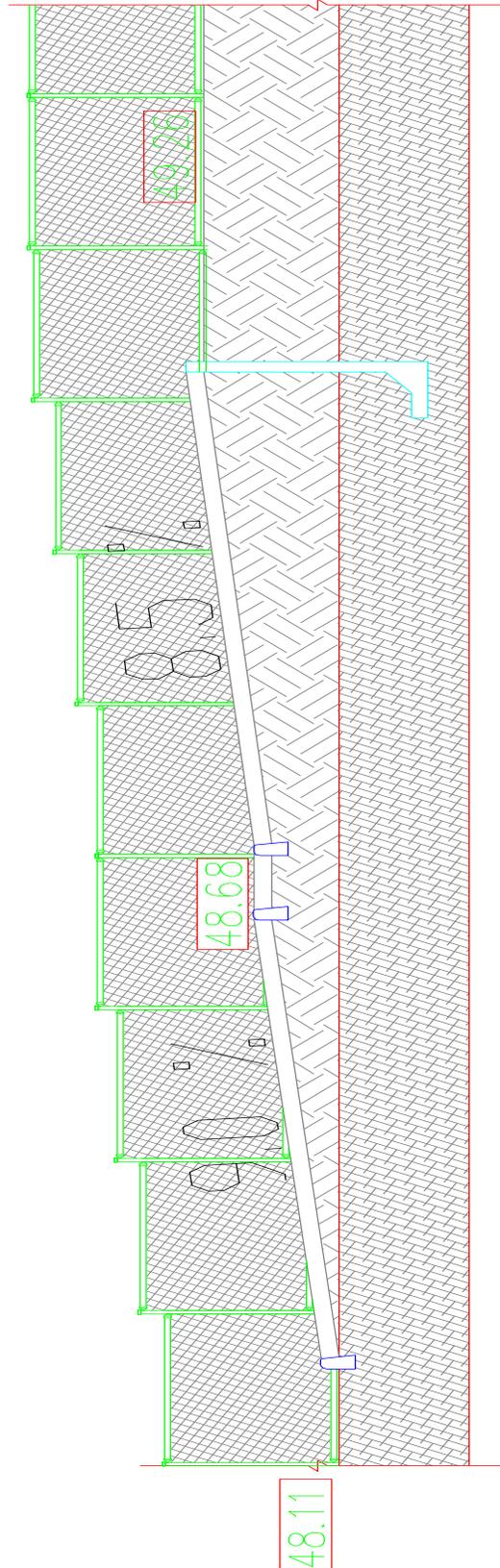


FIGURA 1.12 PENDIENTES EN RAMPAS



El nivel de piso terminado de la tienda (NPT) es la cota 51.30, además de que el nivel de piso terminado del sótano para estacionamiento será la cota 47.39 y por encima de éste se construirá la tienda, sin embargo en la zona de vialidad para alcanzar los niveles de proyecto de rodamiento se tendrá que efectuar un mejoramiento del terreno actual con material de banco con espesores variables entre 0.30 y 1.9 m, con previos cortes para eliminar el relleno actual cuyo espesor es el mismo del corte e incluso en la parte central del predio se detectaron los mayores espesores de material de relleno de mala calidad.

Para el caso de los pavimentos en el exterior de la tienda, se considero que el nivel de rodamiento variara entre las cotas 48.81 y 49.21.

La estructuración de la tienda, tendrá elementos estructurales ó de carga compuestos por marcos de acero separados 13.8 m entre ellos, los cuales generalmente soportan un techo de lámina apoyada sobre armaduras. El entrepiso comúnmente se construye con el sistema de losa-acero, apoyado sobre un conjunto de vigas de acero estructural. Los muros perimetrales serán de block de concreto.

El piso de la tienda deberá estar diseñado como losa de entrepiso, y por concepto de la mercancía que contiene llegue a transmitir una carga máxima hasta de 0.80 ton/m²; y del orden de 0.40 ton/m² para la condición de carga muerta más carga viva media, la cual deberá ser considerada para el diseño de la losa de entrepiso.



CAPITULO II EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y LABORATORIO

II.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Se efectuó un sondeo profundo de cono eléctrico a 25 m de profundidad con maquina rotatoria Long Year, se excavaron cuatro pozos a cielo abierto y se considero un sondeo profundo de penetración estándar a 35 m.

El sondeo de cono eléctrico de 2 ton de capacidad se efectuó para medir la resistencia en campo de los depósitos profundos a cada 10 cm, lo que permitirá establecer una estratigrafía del subsuelo de interés.

La variación de la resistencia de punta con la profundidad permite realizar la interpretación estratigráfica e indicar así las fronteras entre los estratos característicos de la zona del lago; así mismo, con esta información puede evaluarse la confiabilidad de las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio.

Se excavaron cuatro pozos a cielo abierto, a profundidades variables entre 1.2 y 2.5 m, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales naturales y muestras representativas alteradas cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

En la figura 2.1 se presenta la ubicación de los sondeos efectuados.

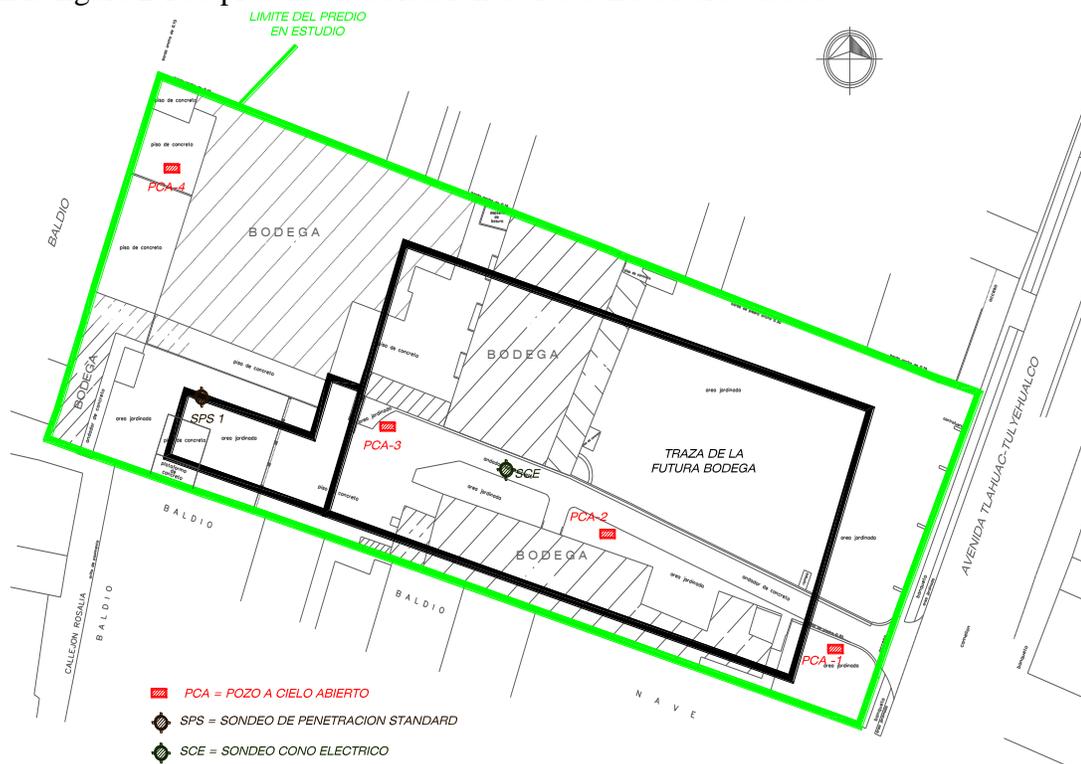


FIGURA 2.1 UBICACIÓN DE SONDEOS



II.2 CONO ELÉCTRICO

El cono estático mecánico es una vieja herramienta desarrollada hace unos 58 años en Holanda, su empleo sorprendentemente quedó confinado a los países del norte de Europa; por lo que incluso se le calificaba como una aparato de utilidad local. La variante electrónica de este dispositivo introducida en 1963, ha causado un verdadero impacto tecnológico que de inmediato ha ganado lugar en la práctica de la ingeniería: advirtiéndose que en las publicaciones técnicas el gran interés que ha despertado y por ello no es aventurado asegurar que su evolución, tanto instrumental como de correlaciones y criterios de interpretación, lo transformaran en una herramienta de aplicación rutinaria y confiable.

En cuanto al cono dinámico, se puede decir que sin duda la primer herramienta de exploración geotécnica que se utilizo, se le menciona que en casi todos los libros de mecánica de suelos; sin embargo, ha caído en el abandono y desuso, aparentemente superado por la prueba de penetración estándar. En este trabajo se plantea la conveniencia de reconocer su utilidad actual y mantenerlo como parte de los instrumentos de los que se vale el ingeniero para explorar el subsuelo; para avalar esta posición se muestran ejemplo, en los que cono estático no hubiera penetrado y la prueba de penetración estándar hubiera sido lenta y burda.

II.2.1 PRUEBA DE CONO ELECTRICO

Descripción del equipo

El penetrómetro descrito tiene las características del penetrómetro Fugro, que se utiliza en todos los tipos de suelos.

Punta de medición. En una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos; usualmente tienen dos toneladas de capacidad de carga y resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta 7.0 cm.

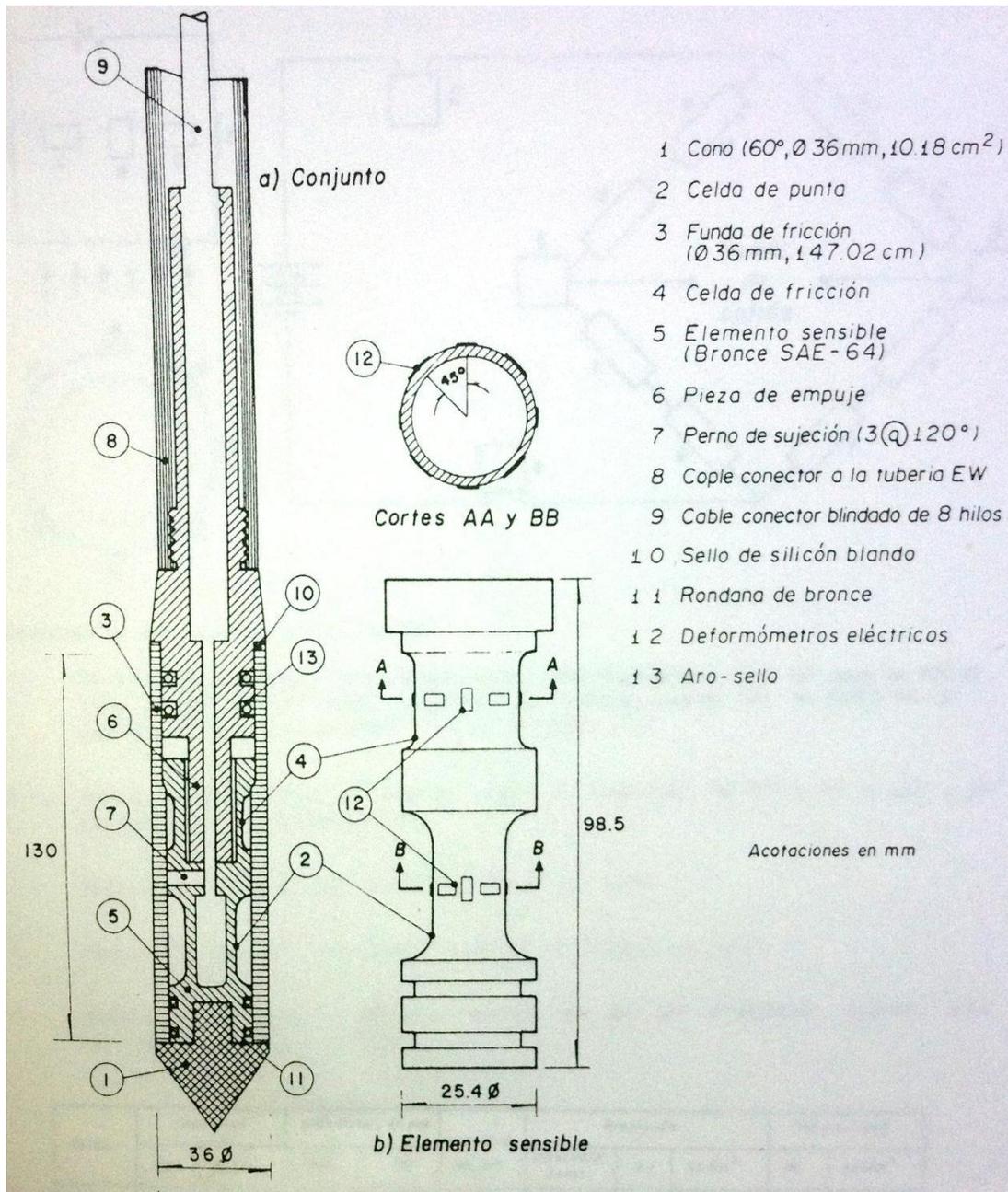


FIGURA 2.2 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO ELÉCTRICO

Funcionamiento

La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior. Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda sumatoria de punta y fricción, ver figura 2.2.



Registro de medición. La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica y gráficamente.

Elemento sensible. Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1250 kg/cm^2 y módulo de elasticidad de $910\,000 \text{ kg/cm}^2$. La figura 2.3 muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformómetros eléctricos tipo “foil gage” de 350 ohms en arreglo de puente completo; para el equilibrio del mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente se han incorporado resistores térmicos.

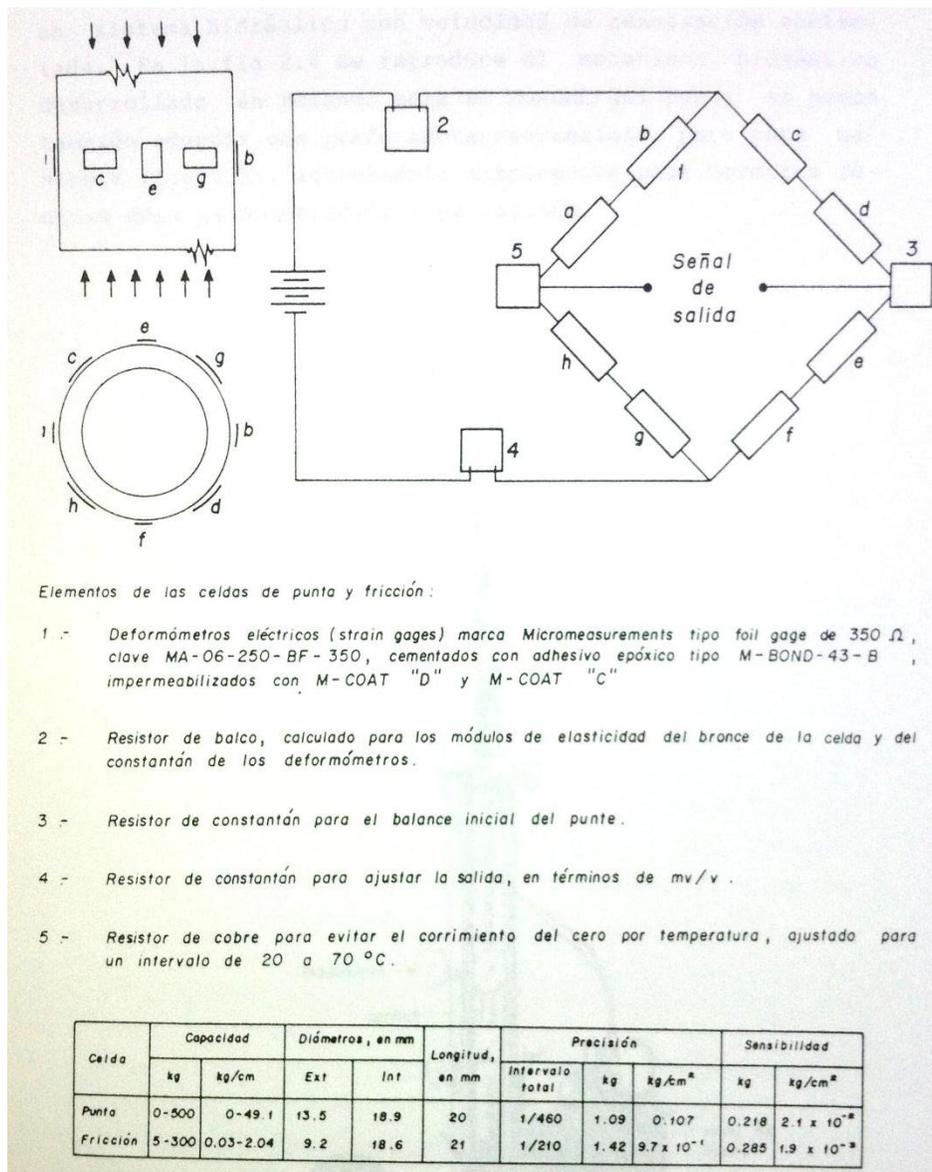
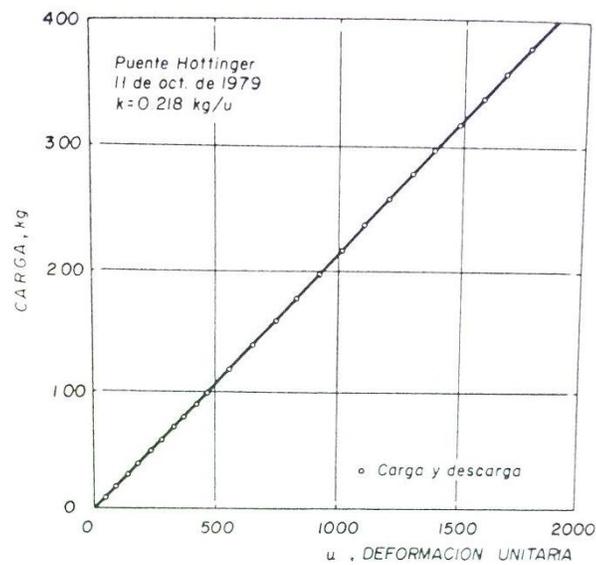


FIGURA 2.3 DIAGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CELDAS DEL CONO ELÉCTRICO.

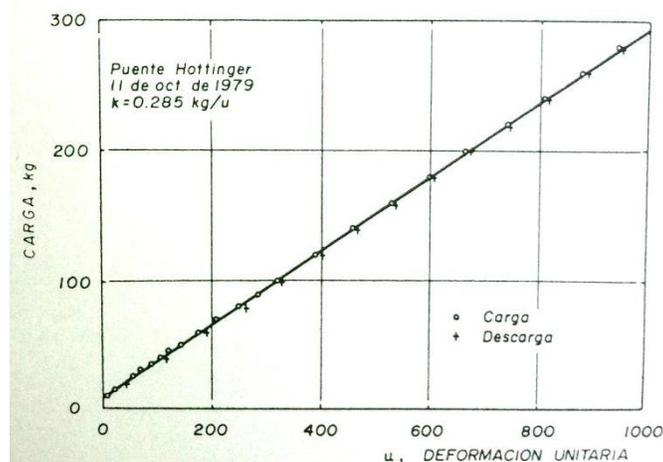


Calibración de las celdas

En la figura 2.4 se muestran calibraciones típicas de un cono eléctrico de 2 a 5 toneladas de capacidad; de ellas se deduce que la precisión de las mediciones del esfuerzo en la punta es 0.1 kg/cm^2 , y 0.01 kg/cm^2 para el de fricción, con sensibilidad de $1/5$ de los valores anteriores. En las curvas se observa un comportamiento lineal en la celda de punta, de 0 a 48 kg/cm^2 (figura 2.4 a); en la fricción se nota un comportamiento errático para esfuerzos menores de 0.03 kg/cm^2 . Esta pérdida de sensibilidad se debe a la presencia de los arosellos que impermeabilizan el dispositivo; sin embargo, para esfuerzos mayores y hasta de 2.0 kg/cm^2 se comporta linealmente (figura 2.4 b). En las calibraciones, se comprobó que el cono no trasmite carga a la funda de fricción, es decir, que ambas celdas son independientes.



a) Celda de punta



b) Celda de fricción

FIGURA 2.4 CALIBRACIÓN DE LAS CELDAS SENSIBLES



Mecanismo de carga

El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada. En la figura 2.5 se produce el mecanismo hidráulico desarrollado en Holanda para el hincado del cono; se puede también adaptar una perforadora convencional para esta maniobra (figura 2.6), agregándole simplemente unas moradazas cónicas para la penetración y extracción.

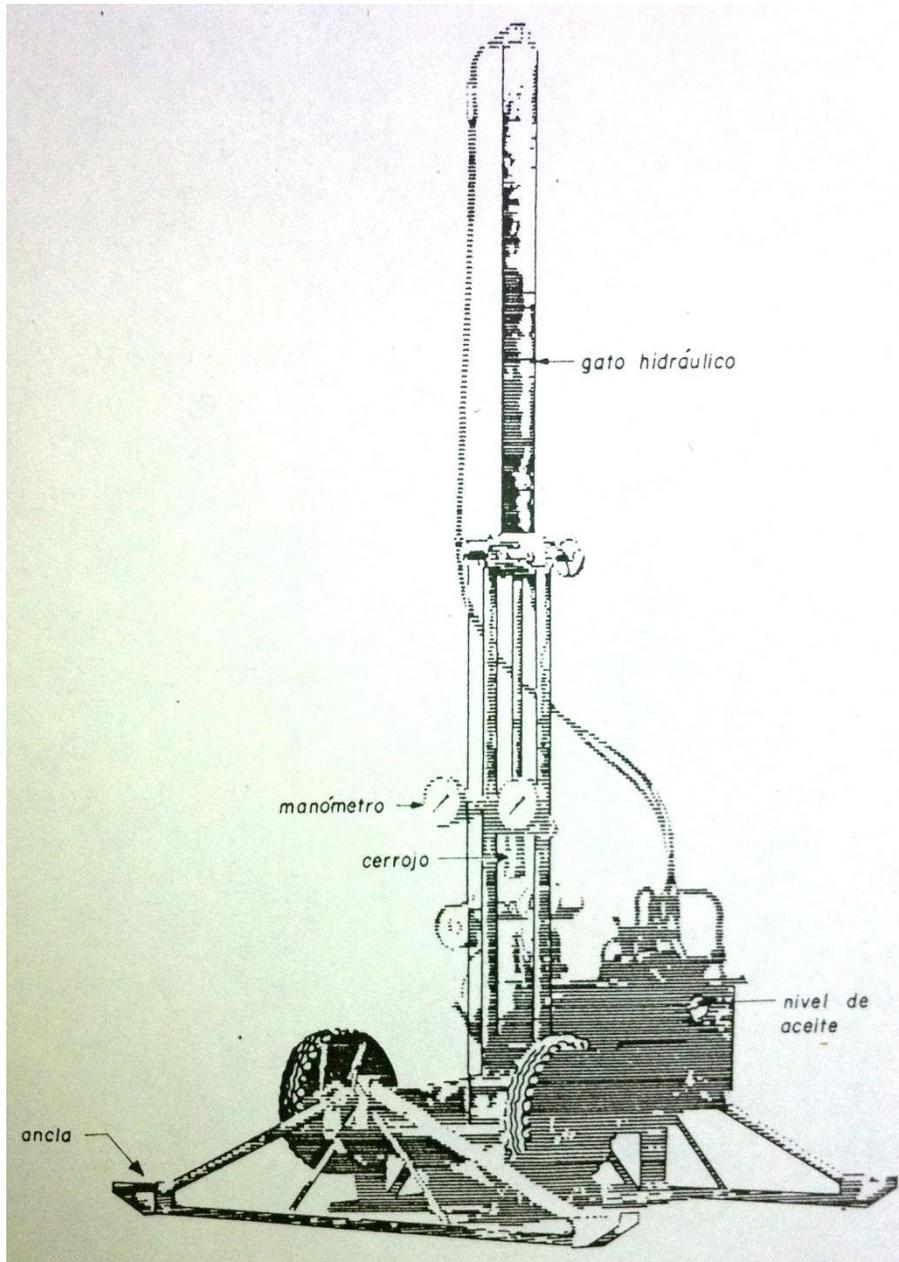


FIGURA 2.5 MECANISMO DE CARGA AXIAL



Ejecución de la prueba

Se ha adoptado 1cm/seg por que así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2cm/seg, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos. Es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras del cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

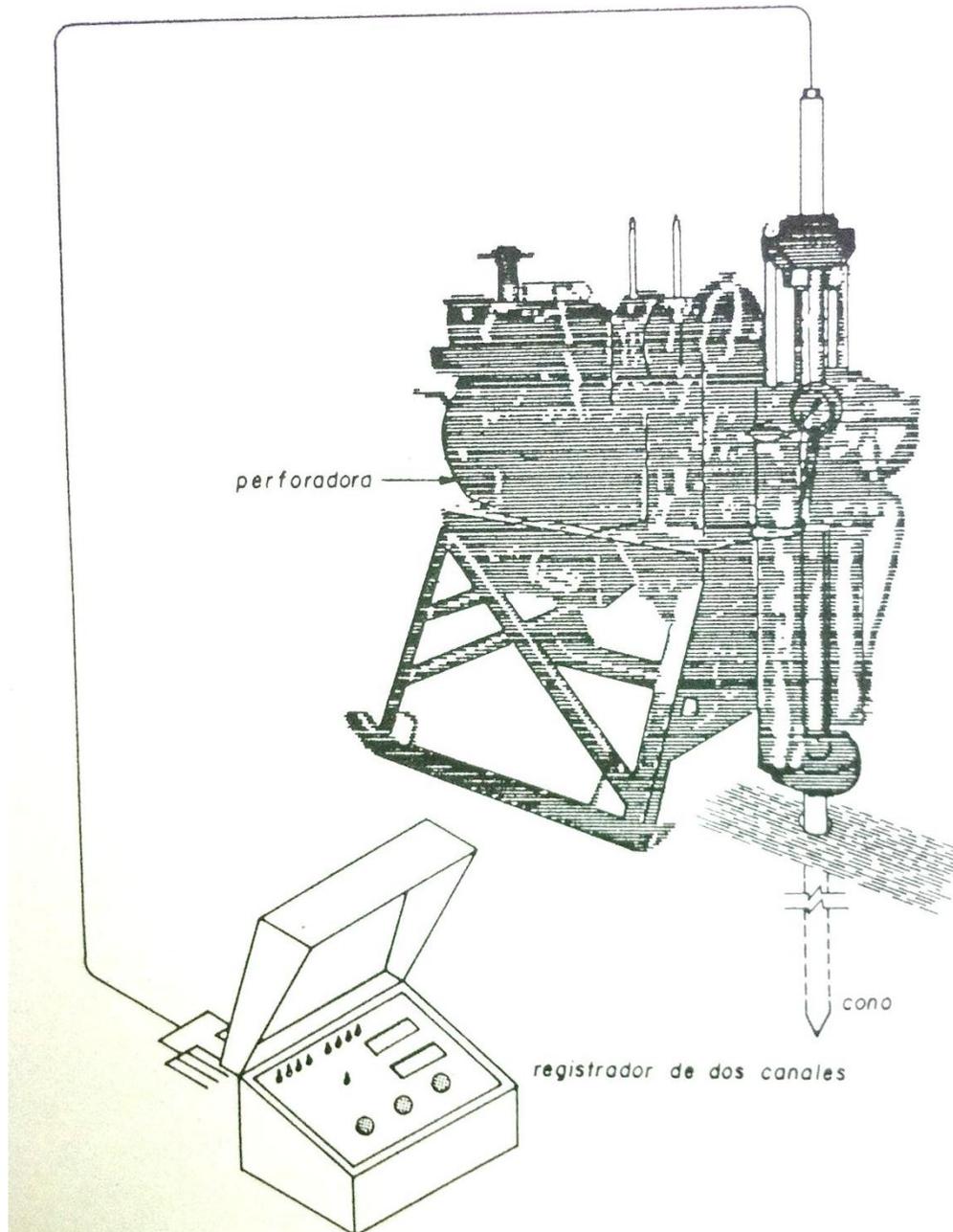


FIGURA 2.6 PERFORADORA CONVENCIONAL.



Determinación de las resistencias

Las celdas sensibles miden las fuerzas necesarias para el hincado y se interpreta con las expresiones siguientes:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde

- Q_c Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg
 A_c Area transversal del cono, 10 cm^2
 q_c Resistencia de punta, en kg/cm^2

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

donde

- f_s Resistencia de fricción, en kg/cm^2
 F_s Fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg, en conos que la miden directamente, ($F_s = R_t - Q_c$)
 A_s Area lateral de la funda, 150 cm^2

$$f_s = \frac{R_t - Q_c}{A_t}$$

- R_t Resistencia necesaria para hincar el cono y la funda en kg, en conos que miden ambas variables.

Resultados típicos

Sondeo somero. En la figura 2.7 se muestran los resultados de una prueba realizada hasta una profundidad cercana a 8m. La resistencia q_c , define la presencia hasta 1m de profundidad de rellenos y suelo consolidado por secado, subyacen arcillas de 2.5 a 5.2 m intercaladas con capas de arenas; mas abajo de esa profundidad se localizan arcillas blandas. Esta interpretación coincidió con la que definió a través de muestras inalteradas y alteradas extraídas de un sondeo cercano. En la figura 2.8 se comparan los resultados de la prueba de penetración estándar expresados con el numero de golpes N, para el hincado del penetrometro, con la variación de la resistencia a la penetración de punta q_c . En esta última se observan detalles que no se advierten con la prueba de penetración estándar.

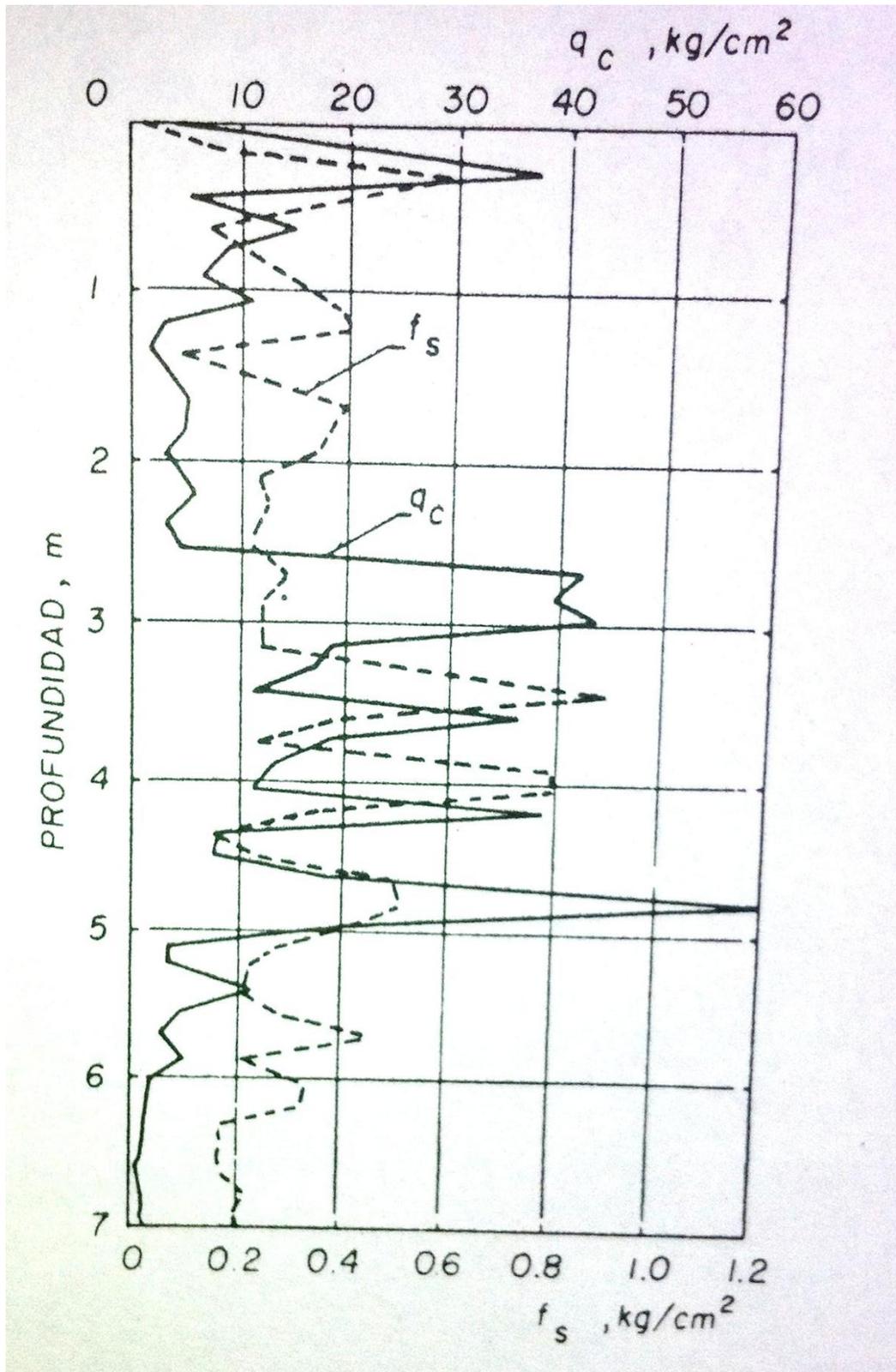


FIGURA 2.7 GRÁFICA DE PENETRACIÓN ESTÁTICA.

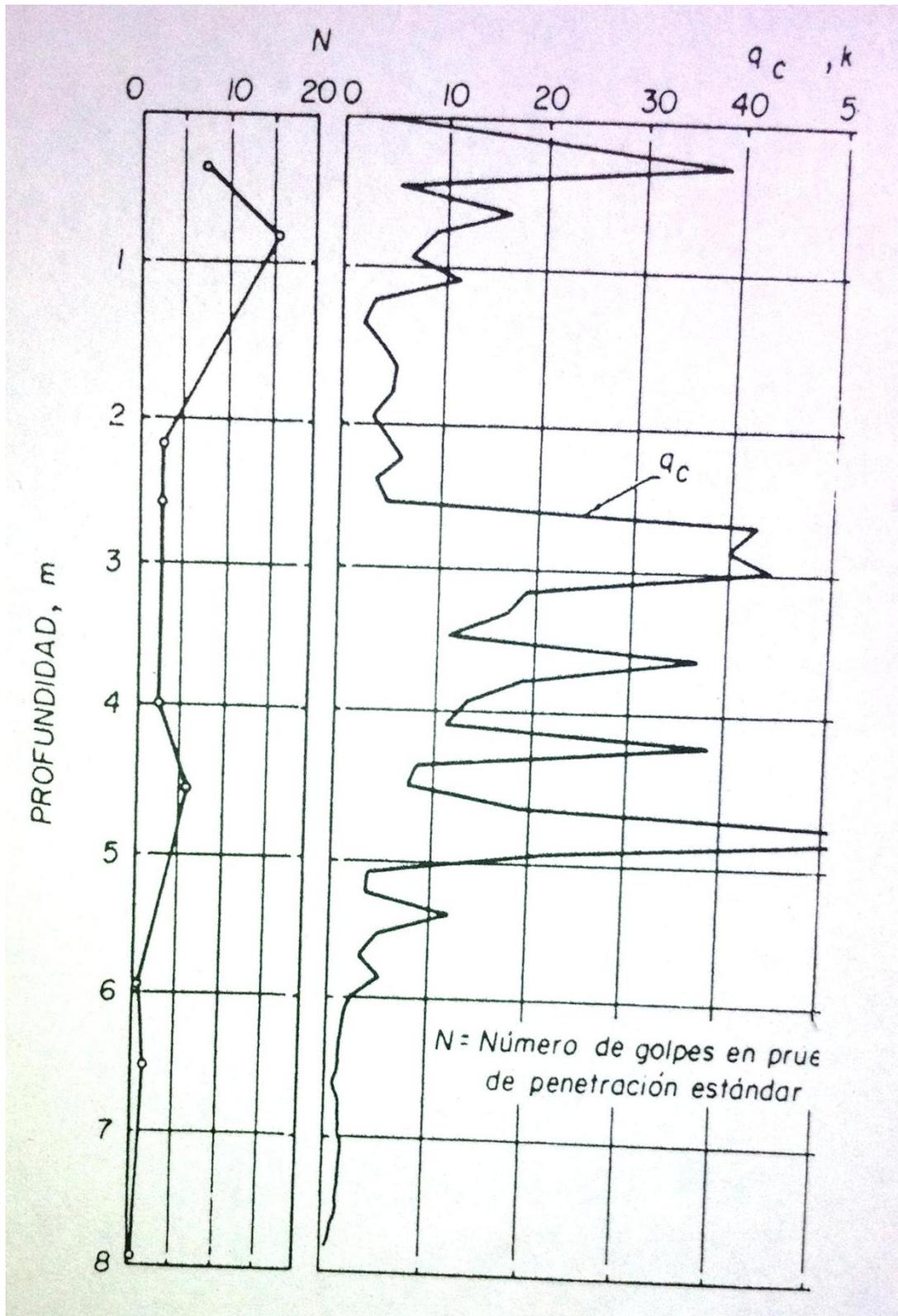


FIGURA 2.8 COMPARACIÓN CON LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR.



Sondeo profundo. La prueba de penetración estática de cono permite definir de las variaciones de las resistencias de punta y de fricción con la profundidad; en la figura. 2.9, se muestra un sondeo; no se presenta la gráfica de la fricción por que en los sondeos blandos su medición es incierta.

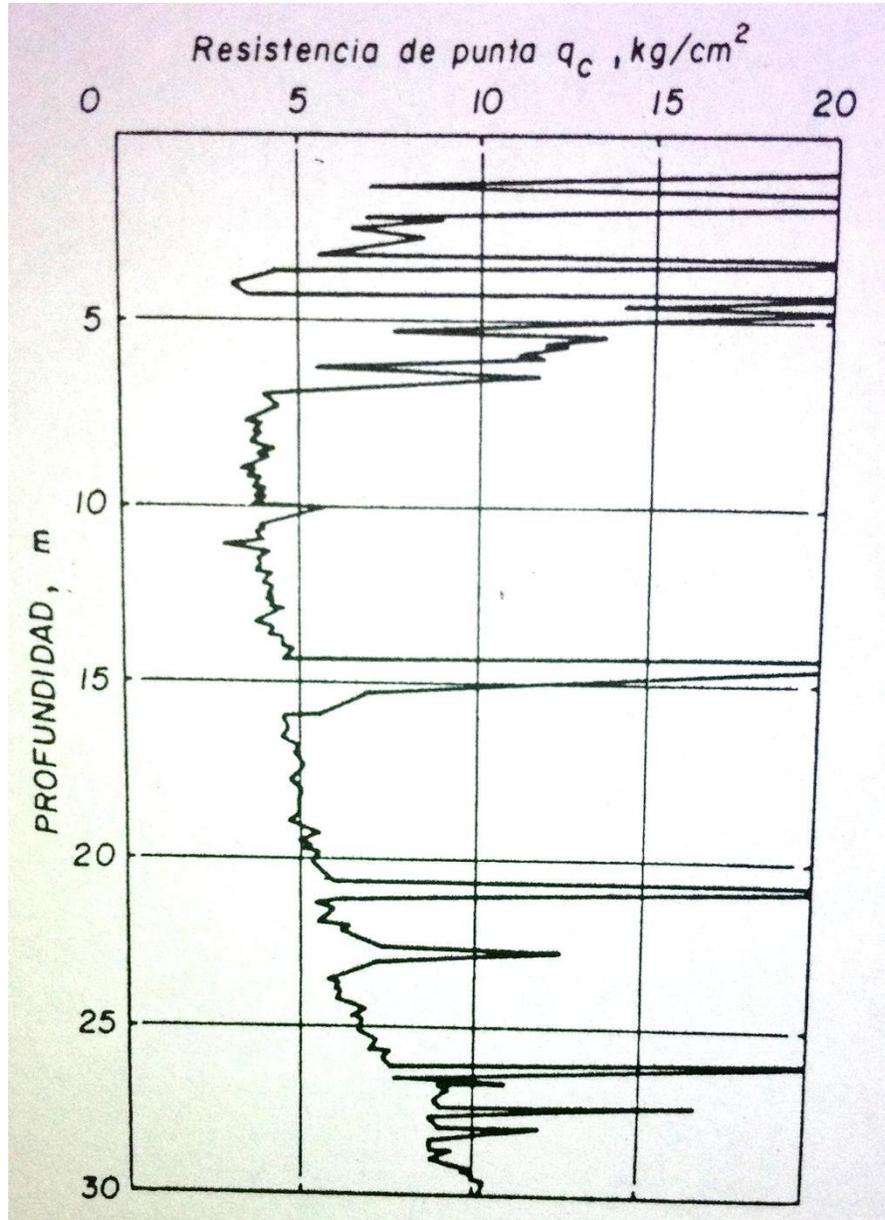


FIGURA 2.9 VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD.

El cono eléctrico es una herramienta de precisión que debe operarse con personal calificado, darle mantenimiento frecuente y calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad. Los pequeños descuidos en la operación del cono fácilmente provocan y generan sondeos con errores.



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN ZONA DE LAGO.



En las figuras 2.10 y 2.11 se muestra el registro de campo del sondeo de cono eléctrico y su gráfica donde se observa la resistencia por punta respectivamente.

REGISTRO SCE sondeo con cono electrico capacidad 2 ton														
COORDENADA SX = ; Y = ; Z =														
OBRA: SAN ISIDRO TULYEHUALCO														
LOCALIZACIÓN: MEXICO DF														
FECHA DE INICIO: ene-12														
POZO No.: SCE 1														
No. DE CONO 1														
No. DE CONSOLA 1														
Area de punta del cono = 10.48 cm ²														
TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO														
PERFORADORA: LONG YEAR 24														
K = 1.000														
1/2														
PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC
0.0	0	0	2.6	23	2	5.2	178	17	7.8	76	7	10.4	29	3
0.1	0	0	2.7	26	2	5.3	174	17	7.9	79	8	10.5	30	3
0.2	0	0	2.8	18	2	5.4	78	7	8.0	191	18	10.6	29	3
0.3	0	0	2.9	19	2	5.5	73	7	8.1	40	4	10.7	40	4
0.4	0	0	3.0	22	2	5.6	66	6	8.2	42	4	10.8	33	3
0.5	0	0	3.1	24	2	5.7	72	7	8.3	34	3	10.9	29	3
0.6	0	0	3.2	23	2	5.8	84	6	8.4	48	5	11.0	31	3
0.7	0	0	3.3	26	2	5.9	87	6	8.5	44	4	11.1	29	2
0.8	0	0	3.4	23	2	6.0	42	4	8.6	34	3	11.2	19	2
0.9	0	0	3.5	27	3	6.1	42	4	8.7	29	3	11.3	26	2
1.0	0	0	3.6	24	2	6.2	48	5	8.8	56	5	11.4	28	3
1.1	0	0	3.7	21	2	6.3	49	5	8.9	39	4	11.5	31	3
1.2	0	0	3.8	20	2	6.4	47	4	9.0	36	3	11.6	31	3
1.3	72	7	3.9	19	2	6.5	40	4	9.1	38	4	11.7	41	4
1.4	61	6	4.0	22	2	6.6	31	3	9.2	36	3	11.8	29	3
1.5	59	6	4.1	21	2	6.7	370	35	9.3	31	3	11.9	31	3
1.6	66	6	4.2	48	5	6.8	378	35	9.4	34	3	12.0	41	4
1.7	61	6	4.3	48	5	6.9	62	6	9.5	24	2	12.1	29	3
1.8	56	5	4.4	136	13	7.0	58	6	9.6	31	3	12.2	29	3
1.9	45	4	4.5	98	9	7.1	62	6	9.7	28	3	12.3	26	2
2.0	56	5	4.6	152	15	7.2	35	3	9.8	26	2	12.4	24	2
2.1	47	4	4.7	511	49	7.3	42	4	9.9	28	3	12.5	26	2
2.2	42	4	4.8	365	29	7.4	59	6	10.0	31	3	12.6	28	3
2.3	57	5	4.9	301	29	7.5	70	7	10.1	28	3	12.7	29	3
2.4	31	3	5.0	257	25	7.6	69	7	10.2	24	2	12.8	26	2
2.5	28	3	5.1	143	14	7.7	75	7	10.3	26	2	12.9	27	3

FIGURA 2.10 REGISTRO DE CAMPO SONDEO CONO ELÉCTRICO



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN ZONA DE LAGO.



<p style="text-align: center;">REGISTRO SCE sondeo con cono electrico capacidad 2 ton 2/2</p>																
<p>OBRA: SAN ISIDRO TULYEHUALCO COORDENADA SX ; Y ; Z=</p>																
<p>LOCALIZACIÓN: POZO No.: SCE 1 FECHA DE INICIO: 07/12/2010</p>																
<p>TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO No. DE CONO 1</p>																
<p>PERFORA DORA: LONG YEAR 34 No. DE CONSOLA 1 cm K = 1.000</p>																
<p>Area de punta del cono = 10.46 cm²</p>																
PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC	PROF.	LECT.	QC					
15.6	36	3	18.2	39	4	20.8	122	12	23.4	41	4	26.0	0	28.6	0	0
15.7	37	4	18.3	34	3	20.9	234	22	23.5	39	4	26.1	0	28.7	0	0
15.8	35	3	18.4	37	4	21.0	456	44	23.6	44	4	26.2	0	28.8	0	0
15.9	38	4	18.5	38	4	21.1	567	54	23.7	567	54	26.3	0	28.9	0	0
16.0	38	4	18.6	40	4	21.2	898	86	23.8	987	94	26.4	0	29.0	0	0
16.1	37	4	18.7	38	4	21.3	567	54	23.9	1700	163	26.5	0	29.1	0	0
16.2	38	4	18.8	38	4	21.4	1300	124	24.0	0	0	26.6	0	29.2	0	0
16.3	41	4	18.9	39	4	21.5	345	33	24.1	0	0	26.7	0	29.3	0	0
16.4	34	3	19.0	37	4	21.6	123	12	24.2	0	0	26.8	0	29.4	0	0
16.5	35	3	19.1	37	4	21.7	56	5	24.3	0	0	26.9	0	29.5	0	0
16.6	36	3	19.2	39	4	21.8	44	4	24.4	0	0	27.0	0	29.6	0	0
16.7	37	4	19.3	39	4	21.9	43	4	24.5	0	0	27.1	0	29.7	0	0
16.8	38	4	19.4	41	4	22.0	39	4	24.6	0	0	27.2	0	29.8	0	0
16.9	36	3	19.5	38	4	22.1	37	4	24.7	0	0	27.3	0	29.9	0	0
17.0	37	4	19.6	44	4	22.2	41	4	24.8	0	0	27.4	0	30.0	0	0
17.1	39	4	19.7	37	4	22.3	36	3	24.9	0	0	27.5	0	30.1	0	0
17.2	39	4	19.8	38	4	22.4	37	4	25.0	0	0	27.6	0	30.2	0	0
17.3	37	4	19.9	39	4	22.5	38	4	25.1	0	0	27.7	0	30.3	0	0
17.4	36	3	20.0	37	4	22.6	56	5	25.2	0	0	27.8	0	30.4	0	0
17.5	38	4	20.1	38	4	22.7	345	33	25.3	0	0	27.9	0	30.5	0	0
17.6	36	3	20.2	36	3	22.8	39	4	25.4	0	0	28.0	0	30.6	0	0
17.7	39	4	20.3	38	4	22.9	42	4	25.5	0	0	28.1	0	30.7	0	0
17.8	37	4	20.4	39	4	23.0	43	4	25.6	0	0	28.2	0	30.8	0	0
17.9	38	4	20.5	37	4	23.1	40	4	25.7	0	0	28.3	0	30.9	0	0
18.0	33	3	20.6	39	4	23.2	38	4	25.8	0	0	28.4	0	31.0	0	0
18.1	39	4	20.7	41	4	23.3	37	4	25.9	0	0	28.5	0	31.1	0	0

FIGURA 2.10 REGISTRO DE CAMPO SONDEO CONO ELÉCTRICO

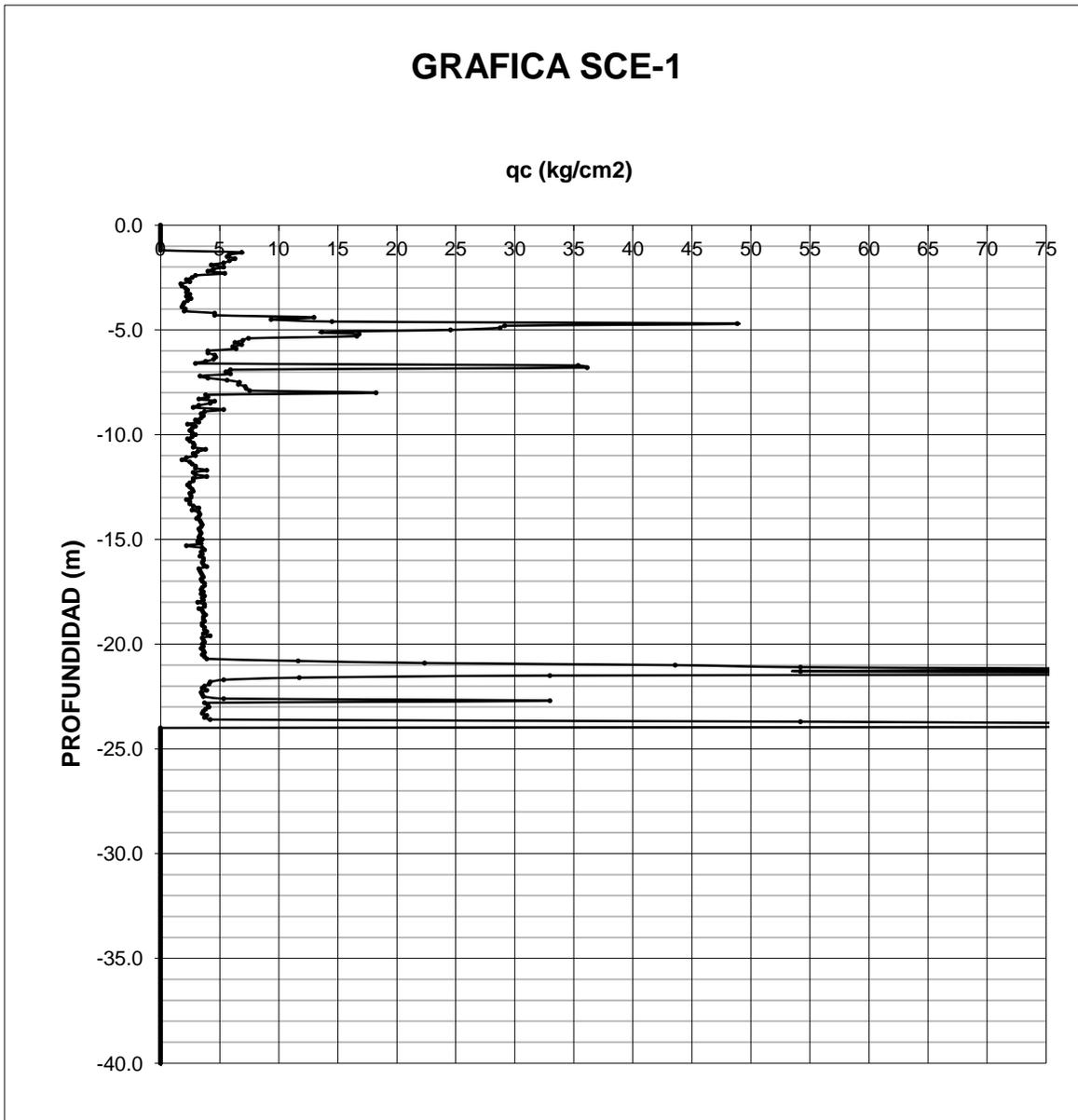


FIGURA 2.11 GRAFICA SONDEO CONO ELÉCTRICO



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TIENDA COMERCIAL CON SÓTANO EN ZONA DE LAGO.



El sondeo de tipo penetración estándar considerado denominado SPS-1 y que se realizo a 35 m de profundidad se muestra en la figura 2.12, en este sondeo se empleo la herramienta de penetración estándar, mediante el cual se obtuvieron muestras representativas alteradas y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados permitiendo determinar el índice de resistencia de estos, según la prueba ASTM-D 1586.

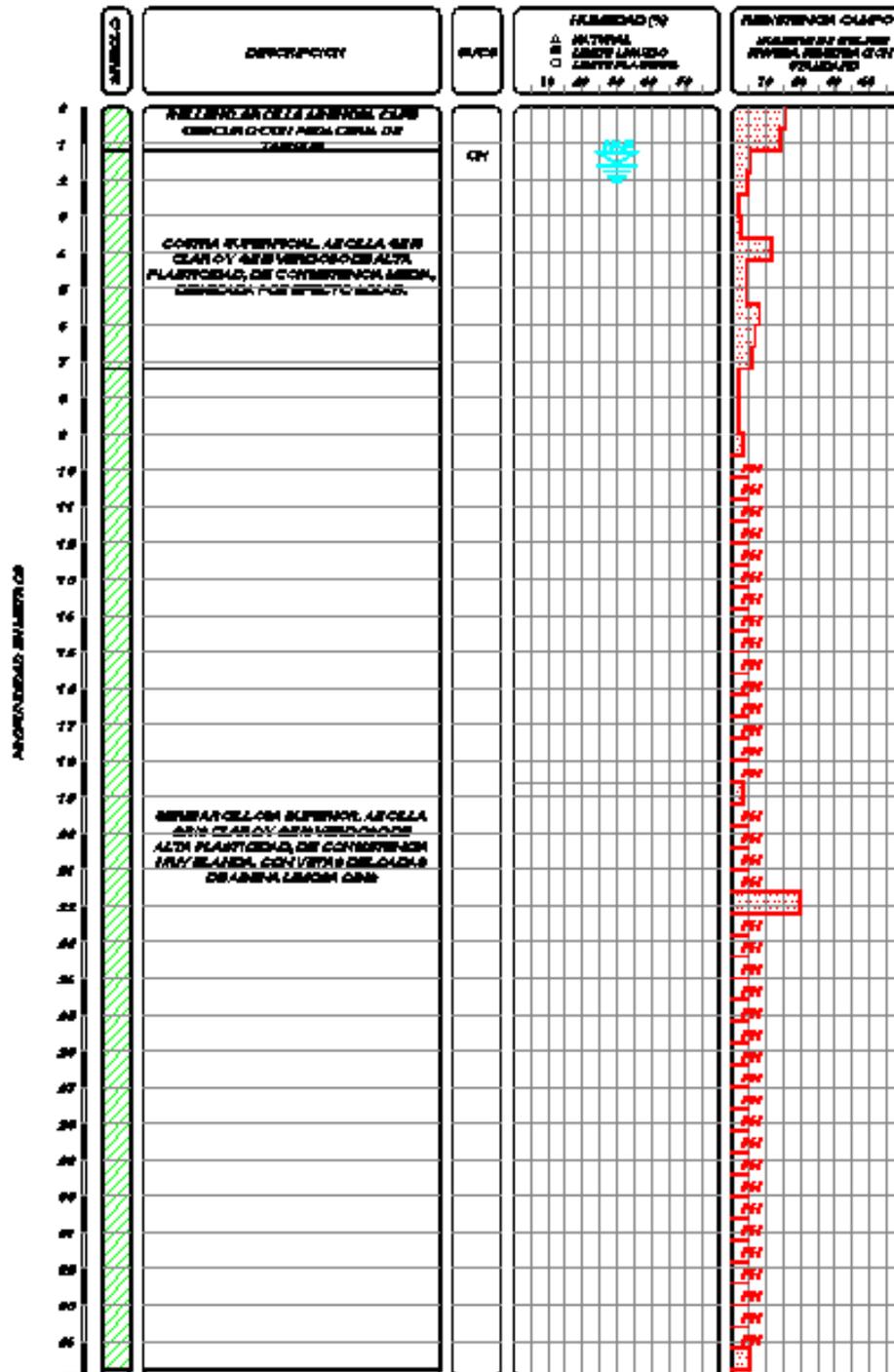


FIGURA 2.12 PERFIL ESTATIGRAFICO SPS-1



De la figura 2.13 a la 2.16 se presenta los perfiles de los pozos realizados.

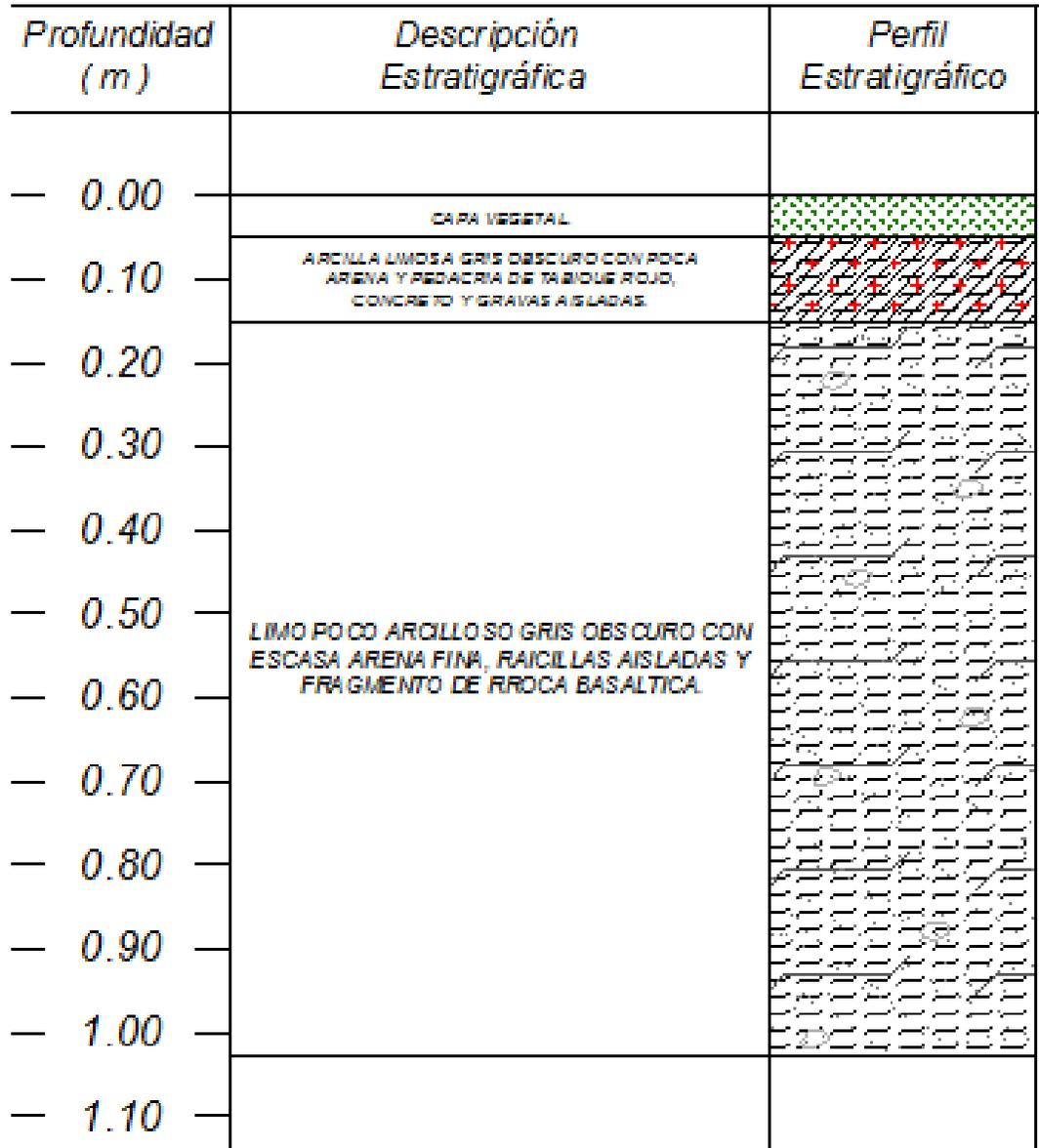


FIGURA 2.13 PERFIL PCA-1

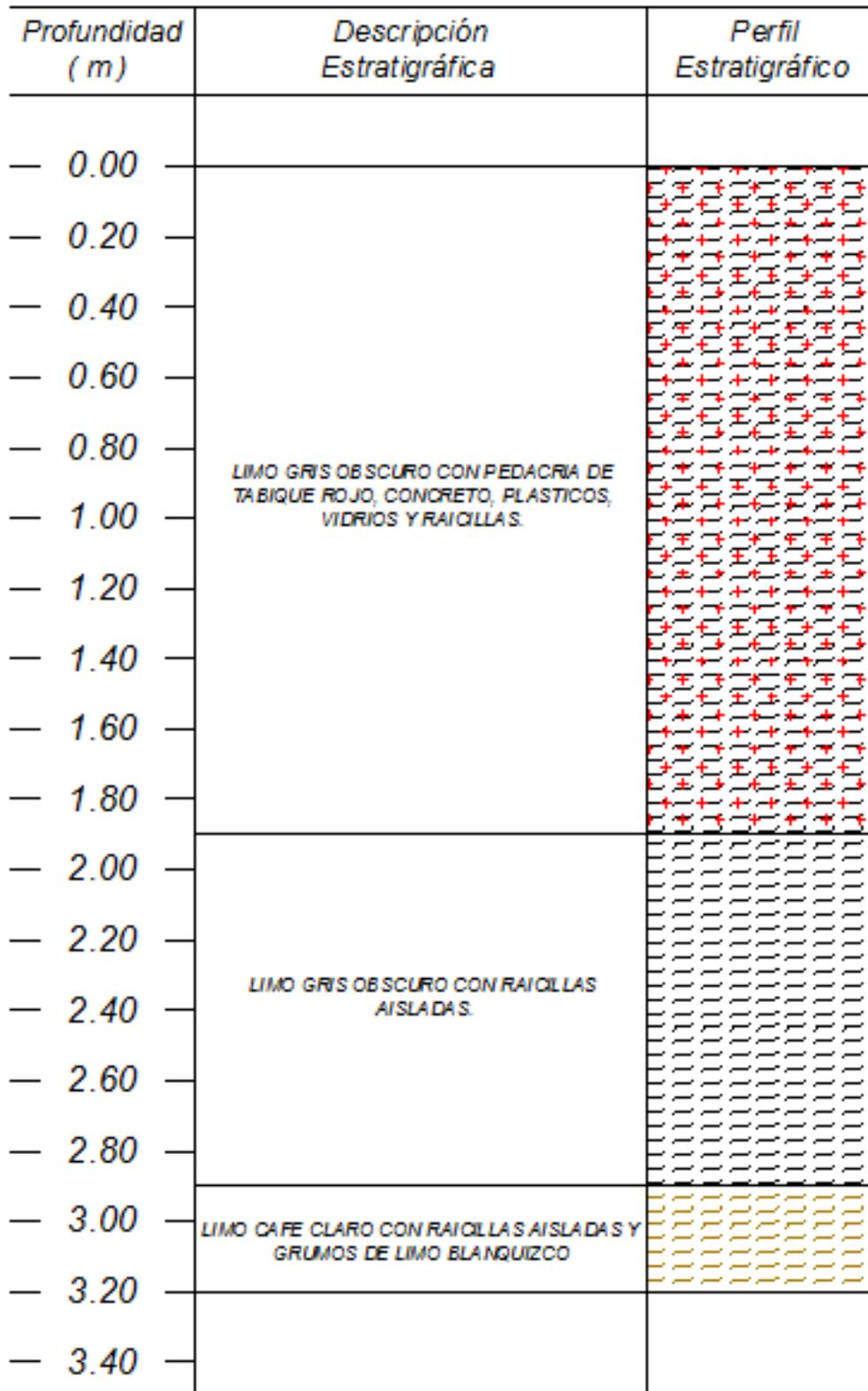


FIGURA 2.14 PCA-2



<i>Profundidad (m)</i>	<i>Descripción Estratigráfica</i>	<i>Perfil Estratigráfico</i>
0.00	<i>LIMO ARENOSO GRIS OBSCURO, CON PEDACERIA DE PLAS TICOS, VIDRIOS, TABIQUE RUJO Y CONCRETO.</i>	
0.15		
0.30		
0.45		
0.60		
0.75		
0.90	<i>LIMO GRIS CARO CON PEQUEÑAS OQUEDADES.</i>	
1.05		
1.20		
1.35		
1.50	<i>LIMO CAFE GRISA CEO OBSCURO CON RAICILLAS AISLADAS.</i>	
1.65		
1.80		
1.95		
2.10		

FIGURA 2.15 PCA-3

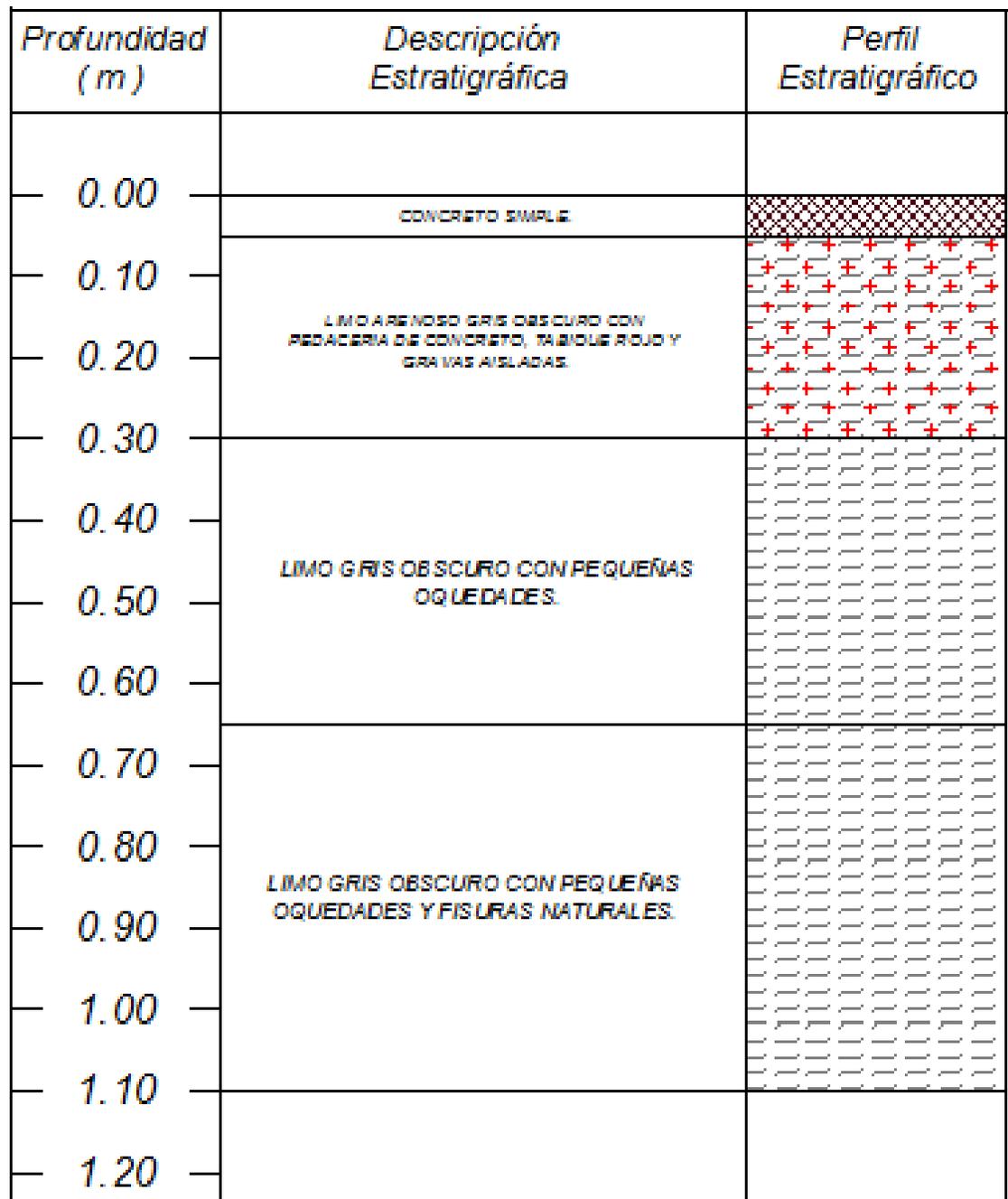


FIGURA 2.16 PCA-4



II.3 LABORATORIO

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:

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

Propiedades Índice

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

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

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión triaxial UU



CAPITULO III ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO Y PROPIEDADES

III.1 DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

De acuerdo a lo registrado en los sondeos realizados la descripción estratigráfica encontrada es la siguiente:

- **Relleno** formado por arcilla arenosa con pedacería de tabique, de compacidad suelta a media. Su espesor varía entre 0.3 y 1.9 m, tendiendo a tener un promedio de 1.1m.
- **Costra superficial** formada por arcilla gris claro y gris verdoso, de consistencia media, desecada por efecto solar. Esta unidad se detectó hasta los 8.0 m de profundidad. Las humedades en esta costra oscilan entre 70% y 113%, el peso volumétrico natural de 1.37 ton/m^3 y cohesión $c = 3.45 \text{ ton/m}^2$; ángulo de fricción interna de $\phi = 0^\circ$; módulo de elasticidad de 320 ton/m^2 . Sin embargo el subsuelo entre 2 y 4 m de profundidad presentan condiciones de resistencia muy blandas.
- **Serie arcillosa superior** formada por arcilla gris claro y gris verdoso, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda, con intercalaciones a diferentes profundidades, de vetas de arena volcánica limosa gris.

Esta unidad se detectó hasta 21 m de profundidad. Las humedades oscilan entre $170\% \leq w \leq 345\%$; el peso volumétrico varia de $1.15 \leq \gamma_m \leq 1.25 \text{ ton/m}^3$; la relación de vacíos de $3.71 \leq e \leq 7.16$. De acuerdo con los resultados considerados de ensayos triaxiales, los parámetros mecánicos de este depósito son: cohesión entre $1.0 \text{ ton/m}^2 \leq C \leq 4.1 \text{ ton/m}^2$; ángulo de fricción interna de $\phi = 0^\circ$; módulo de elasticidad entre $150 \text{ ton/m}^2 \leq E \leq 450.00 \text{ ton/m}^2$. Lo anterior implica que estas arcillas lacustres son de baja a mediana resistencia y relativamente de alta compresibilidad.

Finalmente entre profundidades variables de 21 a 23 m de profundidad se encuentra una capa dura con espesor medio de 1.5 m, y subyaciendo se tiene una formación arcillosa inferior.

La figura 3.1 corresponde a un corte transversal vertical que muestra esquemáticamente la estratigrafía.



III.2 PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN PARA FINES DE PRESUPUESTO DE EXCAVACIONES

A Es el material blando o suelto que puede ser eficientemente excavado con escrepa jalada por un tractor de orugas de 90 a 110 caballos de potencia. Aquí se comprenden los suelos poco o nada cementados, con partículas sólidas hasta de 3 pulgadas tales como: los suelos agrícolas, los limos sueltos, las arcillas blandas y las arenas sueltas.

B Es el material que por su consistencia o cementación sólo puede ser eficientemente excavado por un tractor de orugas con cuchilla, de 140 a 160 caballos de potencia en la barra. En este grupo se consideran los suelos cementados o con gravas o boleos; éstos últimos con tamaño comprendido entre 3 pulgadas y 75 cm. Como ejemplo se tienen: rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y suelos duros (tepetates).

C Son materiales que sólo pueden ser excavados con explosivos o con pistolas neumáticas y que están constituidos por fragmentos de roca con tamaño superior a los 75cm. Como ejemplo pueden citarse a: los basaltos, las calizas, las areniscas fuertemente cementadas y los conglomerados fuertemente cementados.

Criterio basado en el que propone la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en sus Normas Generales de Construcción.

Con base en lo anterior, para efectos de presupuesto, los materiales hallados se clasifican como se indica a continuación:

ESTRATOS	CLASIFICACIÓN		
	A	B	C
RELLENO	100	0	0
COSTRA SUPERFICIAL	40	60	0
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	80	20	0

III.3 NIVEL FREÁTICO

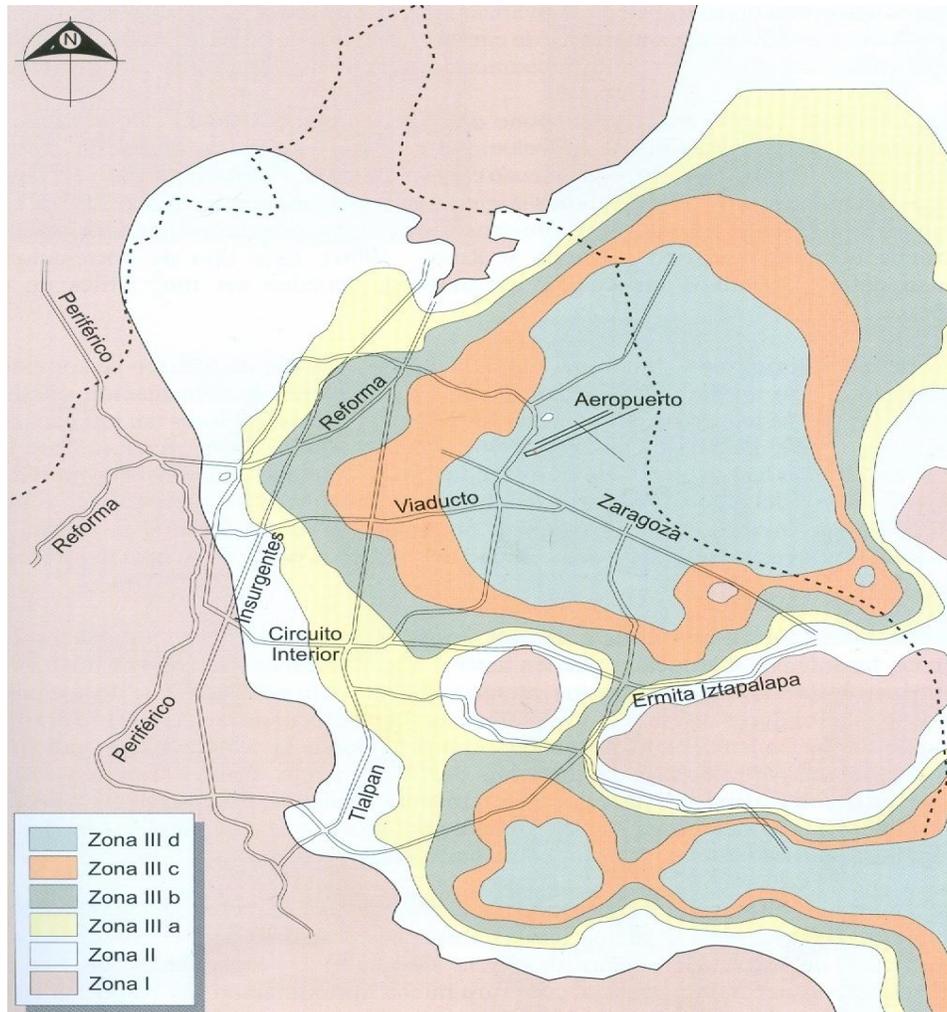
El nivel de aguas freáticas se detectó a profundidades variables entre 2.0 y 2.14 m con respecto al nivel de rodamiento de la Av. Tlahuac-Tulyehualco (cota 48.70), es decir se encuentra en la cota 46.56 aproximadamente.

De acuerdo a información recopilada existe una fosa séptica en la parte frontal y hacia la colindancia sureste, y con dimensiones aproximadas de 6m por 4m en planta, la profundidad se desconoce, pero habrá que considerarlo para la excavación que requiera efectuar en esta zona y su mejoramiento con material de banco.



III.4 COEFICIENTE SÍSMICO

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del DF, el predio se encuentra entre la zona IIIc y III d, para lo cual corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 y 0.30, respectivamente, se recomienda adoptar la condición más desfavorable, pero corresponderá al estructurista ser el responsable de escoger el valor más apropiado para este coeficiente. En la figura 3.2 se muestra la zonificación sísmica.



Zona sísmica del D.F.	C	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

FIGURA 3.2 CARTA SÍSMICA



CAPITULO IV

TRATAMIENTO DE TERRACERIAS PARA EL ÁREA DE LA TIENDA, PARA EL ESTACIONAMIENTO Y PATIO DE MANIOBRAS

IV.1 TRATAMIENTO EN EL ÁREA DEL SEMBRADO DE LA TIENDA.

- Primeramente se deberá llevar a cabo la demolición de los pisos que conforman a los andadores y las estructuras que se encuentran dentro de la traza de la tienda y fuera de ella. En el resto del área sin construcciones, se deberá llevar a cabo el retiro de la capa superficial de un relleno de mala calidad, cuyo espesor promedio es de 1.2m.
- Una vez retirado el relleno de mala calidad se procederá a la construcción de los pilotes.
- Ya contruidos los pilotes de acuerdo a como el nivel de proyecto del semisótano y de la Tienda lo demanda, será necesario abrir adicionalmente caja a una profundidad de 1.75m (cota 46.79 considerando una losa de 30 cm de espesor y una capa estabilizadora de 20cm) necesaria para alojar el semisótano para estacionamiento (con nivel de piso terminado en la cota 47.39) que se dejará bajo la estructura del piso de la tienda.
- Se deberán de tomar en cuenta sistemas de achique para la excavación y construcción de contratraves.
- Lo anterior es para colocar una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor, una capa de grava limpia de 20cm de espesor y unos geosintéticos (PAVITEX 275 y TENSAR BX-1200).
- Al llegar al nivel máximo de excavación, se colocará primeramente un filtro geotextil PAVITEX 275 sobre el fondo de la excavación. El objetivo será impedir la penetración de las partículas de la capa de grava limpia de 20 cm que será emplazada previamente a la construcción de la plantilla y losa de cimentación. Sobre este filtro se instalará una geomalla biaxial TENSAR BX 1200. Estos geosintéticos deberán tener traslapes de 50cm de ancho. Para evitar daños a estos productos, se revisará previamente que la superficie de apoyo sea plana. Los detalles sobre las especificaciones de los productos, el sistema de colocación, los traslapes, la disponibilidad y el costo, de los filtros geotextiles y de las mallas geosintéticas, se deberán consultar directamente con el fabricante.
- Sobre la malla biaxial TENSAR se colocará la capa de grava limpia de forma subredondeada a subangulosa, de 3/8 a 2 pulgadas, sin arena ni finos, de 20 cm de espesor compacto. La grava se tenderá en una sola capa sobre las que se darán 3 pasadas con un rodillo liso vibratorio ligero, de menos de una tonelada de peso estático. No es necesario lograr algún grado de compactación, sólo se deben acomodar las partículas sólidas.



- Sobre la capa de grava, se colocará otro filtro geotextil PAVITEX 275 para evitar que el concreto de la plantilla se filtre sobre la grava. Posteriormente se colocará una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor.
- En este caso, dado que al momento de realizar la exploración de campo, el nivel freático se registró a 2.14m de profundidad con respecto al nivel actual de la Av. Tlahuac-Tulyehualco, y que la excavación se llevará a cabo hasta 1.75m, será necesario realizar un abatimiento de agua para trabajar en seco. Para lograr tal abatimiento y para captar las posibles filtraciones subterráneas que pudiesen llegarse a presentar en las paredes de los taludes ó en el fondo de la excavación, se realizará un bombeo de achique mediante bombas autocebantes de gasolina de 4" de salida para extraer el agua, para lo anterior será necesario excavar pequeñas zanjas al pie de los taludes y en el perímetro de cada área, que reconozcan hacia un cárcamo ubicado en una esquina del área en cuestión, del cual se extraerá el agua.
- Se procederá a la colocación del cimbrado, armado y colado del cajón. Se hará el colado, procurando que todos los elementos sean monolíticos, para lo cual las interrupciones de colado no deberán exceder de 30 minutos. Cuando el concreto de la cimentación alcance el 70% de su resistencia de proyecto, se podrá iniciar el relleno sobre la cimentación.
- Se procederá posteriormente a construir la estructura del piso de la tienda.
- En el caso del terreno que circunda a la Tienda, la superficie de corte se escarificará en los 15cm superiores y se recompactará al 90% de su PVSM, según la prueba AASHTO estándar, con un rodillo liso ó rodillo neumático. Solamente en caso de que se dificulte dicha compactación, se excavará con maquinaria 10 cm antes de llegar al nivel de máxima excavación, los últimos 10cm se excavarán en forma manual y posteriormente se colocará la capa de grava limpia de forma subredondeada a subangulosa, de 3/8 a 2 pulgadas, sin arena ni finos, de 20cm de espesor compacto. La grava se tenderá en una sola capa sobre las que se darán 3 pasadas con un rodillo liso vibratorio ligero, de menos de 1 tonelada de peso estático. No es necesario lograr algún grado de compactación, sólo se deben acomodar las partículas sólidas.
- Construir si procede, los rellenos necesarios para apoyo de la estructura del pavimento, con material de banco, calidad de subrasante (figura 4.1), compactados al 95% del PVSM, según la prueba AASHTO estándar.

Los materiales producto de las excavaciones, inclusive los rellenos erráticos actuales, solamente podrán ser empleados para la formación de áreas verdes.



CARACTERISTICAS	CAPA			
	RELLE NO	SUBRASA NTE	BASE (DESEAB LE)	BASE (ACEPTAB LE)
TAMAÑO MAXIMO (PULGADAS)	3	3	1.5	2
% DE GRAVA	---	---	20 A 70	0 A 50
% DE FINOS	MAX 40	MAX 30	5 A 20	10 A 25
% PASA # 200 / % PASA # 40	---	---	MAX 0.7	MAX 0.7
ZONA GRANULOMETRICA	---	---	1 Ó 2	2 Ó 3
LIMITE LIQUIDO (%)	MAX 40	MAX 35	MAX 25	MAX 30
INDICE PLASTICO (%)	MAX 15	MAX 10	MAX 6	MAX 7.5
CONTRACCION LINEAL (%)	MAX 4.0	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 2.5
EQUIVALENTE DE ARENA (%)	---	---	MIN 50	MIN 40
VRS STANDARD (%)	MIN 20	MIN 30	MIN 100	MIN 80
EXPANSION EN VRS (%)	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 1.5	MAX 2.0
DESGASTE LOS ANGELES	---	---	MAX 40	MAX 40

FIGURA 4.1 ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE BANCO.



IV.2 TRATAMIENTO EN EL ÁREA DEL ESTACIONAMIENTO Y DEL PATIO DE MANIOBRAS.

- En toda el área de exteriores de la tienda se deberá llevar a cabo la demolición de las construcciones aisladas superficiales que ahí se tengan, en este caso se trata de bodegas de un nivel, así como de los pisos existentes.
- Posteriormente en el área restante sin construcciones se eliminará la capa superficial de relleno con espesor variable entre 0.30m y 1.9m.
- De acuerdo con los niveles del proyecto que se propongan, en el área de rampas de acceso al dock, para alojar la estructura de pavimentos que se recomendaran más adelante, si fuera necesario se llevaran a cabo cortes adicionales.
- Si los niveles de proyecto lo demandan, se abrirá una caja adicional de la profundidad necesaria para alojar la estructura del pavimento.
- En cualquier caso, la superficie de corte se escarificará en los 15cm superiores y se recompactará al 90% de su PVSM, según la prueba AASHTO estándar, con un rodillo liso ó rodillo neumático.
- Solamente en caso de que se dificulte dicha compactación, se excavará con maquinaria 10cm antes de llegar al nivel de máxima excavación, los últimos 10cm se excavarán en forma manual y posteriormente se colocará la capa de grava limpia de forma subredondeada a subangulosa, de 3/8 a 2 pulgadas, sin arena ni finos, de 20cm de espesor. La grava se tenderá en una sola capa sobre las que se darán 3 pasadas con un rodillo liso vibratorio ligero, de menos de una tonelada de peso estático. No es necesario lograr algún grado de compactación, sólo se deben acomodar las partículas sólidas. En la figura 4.2 se observan las especificaciones de calidad para los agregados y concreto asfáltico.
- Los materiales producto de las excavaciones, inclusive los rellenos erráticos actuales, solamente podrán ser empleados para la formación de áreas verdes.
- Los taludes de todas las excavaciones que se realicen serán 0.25:1.0 (horizontal:vertical), siempre que las alturas de cortes nunca excederán de 1.5m; siendo así los taludes deberán de ser 0.5:1.00.
- Se construirán las estructuras de pavimentos de cada área en exteriores.



PARA LOS AGREGADOS	
GRANULOMETRIA	SEGÚN GRAFICA DE SCT
CONTRACCIÓN LINEAL (%)	2 MAX
INDICE PLASTICO (%)	5 MAX
EQUIVALENTE DE ARENA (%)	55 MIN
DESGASTE DE LOS ANGELES (%)	40 MAX
PARTICULAS ALARGADAS O EN FORMA DE LAJA (%)	35 MAX
CUBRIMIENTO CON ASFALTO (%), METODO INGLES.	90 MIN
DESPRENDIMIENTO POR FRICCION (%)	25 MAX
PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSION EN AGUA (%)	25 MAX
EN LA MEZCLA ASFÁLTICA (METODO MARSHALL EN LA MODALIDAD DE 75 GOLPES POR CARA)	
ESTABILIDAD (KG)	700 MIN
FLUJO (MM)	2 A 4
% DE VACIOS EN LA MEZCLA	3 A 5
% DE VACIOS EN EL AGREGADO MINERAL	14 MIN
TEMPERATURA DE LA MEZCLA ASFÁLTICA (°C)	
A LA SALIDA DE PLANTA	150 MIN
A LA LLEGADA A LA OBRA	130 MIN
AL TENDIDO	110 MIN
AL ARMADO	100 MIN
A LA COMPACTACION	85 MIN

FIGURA 4.2 ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA EL CONCRETO ASFÁLTICO.



CAPITULO V ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

V.1 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Las siguientes recomendaciones para diseño y construcción de la cimentación se basan en los resultados del sondeo profundo realizado en el sitio de interés.

La información obtenida del sondeo es puntual, por lo que durante la ejecución de la obra, pueden hallarse variaciones significativas en las condiciones geotécnicas, en cuyo caso, será necesario consultar con el geotecnista las acciones a seguir.

Por otro lado, es conveniente dar a conocer cualquier cambio relevante que se haga a los niveles de proyecto, con el fin de verificar si las recomendaciones geotécnicas siguen siendo válidas.

Con base en las características estratigráficas encontradas y las características de esta estructura, se considera que la cimentación más apropiada sería: un cajón de cimentación que lo conforma el semisótano para estacionamiento y pilotes de fricción por debajo de la losa de fondo, lo anterior debido a que los materiales que subyacen son de baja resistencia y alta deformabilidad, y los depósitos arcillosos se encuentran en condiciones normalmente consolidadas, por tal razón la carga neta que puede transmitirse al subsuelo no puede exceder a 0.5 ton/m^2 , de lo contrario se tendrán asentamientos mayores a lo permitido por el Reglamento de Construcciones.

V.2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS PILOTES DE FRICCIÓN.

A) CAPACIDAD DE CARGA

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

donde

Q_u = carga última del pilote de fricción, 148 ton.

F_D = factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)

C = cohesión promedio desde 2 m hasta 23 m de profundidad, 3.5 ton/m^2

p = perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, 1.8 m

L = longitud efectiva del pilote, 23.5 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 23.5 m de longitud efectiva es:



$$Q_{adm-estática} = 74.0ton$$

$$Q_{adm-dinámica} = 98.0ton$$

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo y podrán tener las siguientes características:

Los pilotes propuestos podrán tener las siguientes características: sección	longitud efectiva	concreto
0.40 x 0.40 m	23.50 m	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
0.45 x 0.45 m	23.50 m	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
0.50 x 0.50 m	23.50 m	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$

Con los valores de resistencia obtenidos en las pruebas de laboratorio realizadas en muestras inalteradas de un sondeo profundo realizado cercano al de interés y las dimensiones propuestas, los pilotes tienen las siguientes capacidades de carga:

Sección (m)	Longitud efectiva(m)	Capacidad de carga estática(ton)
0.40 x 0.40	23.50	65.8
0.45 x 0.45	23.50	74.0
0.50 x 0.50	23.50	82.2

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

La distribución de cargas de la estructura a los pilotes se realizará por medio de dados, donde se alojaran las cabezas de pilotes con una separación mínima entre ellos, centro a centro, de 3 veces el lado de la sección del pilote y los momentos se distribuirán mediante elementos rigidizantes, utilizando contratraves de liga entre pilotes y/o grupo de pilotes (columna a columna).

$$Q_{netatribuaria} \leq Q_{ademestática}$$

$$Q_{netatribuaria} + \Delta Q_{sismo} \leq Q_{admdinámicaestática}$$

$$| Q_{netatribuaria} - \Delta Q_{sismo} | \leq Q_{admdinámicaestática}$$



El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right] A_{columna}$$

donde:

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de carga de sismo, en ton

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, en ton-m

d_y, d_x = distancias perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas

I_{\min}, I_{\max} = momentos de inercia principales menor y mayor, respecto al centroide del conjunto de columnas

$A_{columna}$ = área de la sección transversal de la columna, 1.0 m²

Una vez determinado el número de pilotes $N_{diseño}$ que necesita el proyecto se debe comprobar que la densidad de pilotes no sea mayor a la máxima permitida con el fin de evitar emersión del conjunto de pilotes debido al hundimiento regional.

La máxima cantidad de pilotes N_{\max} se calcula con la siguiente expresión:

$$N_{\max} = \frac{B + L}{2d}$$

donde:

B = ancho promedio de la losa de cimentación

L = longitud promedio de la losa de cimentación

d = lado del pilote

B) ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta\sigma_i H_i$$

donde:

m_{vi} = módulo de deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación.

$\Delta\sigma_i$ = incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato i

H_i = espesor del estrato i



El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de $2/3$ de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($x=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 3.6 ton/m^2 aplicada a 8 m de profundidad con base en las propiedades definidas anteriormente

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 5cm, aproximadamente.

V.3 PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL.

El proceso constructivo general será el siguiente:

- Recorte de los materiales superficiales a 1.2 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.
- Construcción de pilotes de fricción.
- Construcción de la losa de cimentación en el núcleo central.
- Construcción de la losa de cimentación y muro del cajón de cimentación en la longitud excavada.

V.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS PILOTES.

La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- Previo a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado en la superficie para evitar movimientos durante la construcción o bien dejar la superficie actual del terreno y realizar algunas preparaciones para atravesar los rellenos de mala calidad con espesores variables entre 0.30 y 1.9 m.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra debe quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.



- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.
- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.
- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material hasta 24 m de profundidad. El diámetro de la perforación deberá ser el 80% del lado del pilote.

La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicada a 25 m de profundidad.

En el último metro los pilotes se hincaran a golpes utilizando un martillo con la energía suficiente para tal trabajo.

- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes contiguos.
- Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (1.3m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno). La unión de las 2 secciones que conforman un pilote se realizará durante el proceso de hincado.
- La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre ejes, de tres veces el lado del pilote.
- Los pilotes se deberán revisar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.



- Las puntas de los pilotes se ubicaran a 25m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno y sus cabezas a un nivel de un metro por arriba del desplante de las contratrabes; a fin de que exista una unión adecuada con ellas.
- Para facilitar el hincado de los pilotes deberán construirse con una punta de 60° y debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado
- Los pilotes deberán hincarse inmediatamente después de terminar la perforación previa o en un lapso no mayor de tres horas, en caso contrario deberá reperforsarse antes del hincado del pilote.
- Se verificara la verticalidad de los tramos de pilotes y de las perforaciones previas antes de proceder al hincado. La desviación de verticalidad no deberá ser mayor de 3% de la longitud del pilote.
- Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante que la sección de los mismos.
- La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto más de 20 cm.
- Durante la hinca de pilotes se llevará un registro que incluya, para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, la fecha y hora del hincado. Además se incluirá el tipo de protección de la cabeza del pilote, el peso del martillo y su altura de caída, la energía por golpes, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 2 cm para los últimos 20 cm de penetración.
- Los métodos usados para la hinca de los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos.
- En caso necesario se deberán realizar pruebas de carga en por lo menos 2 de los pilotes por instalar, llevándolos inicialmente hasta una carga igual a la de diseño y descargándolos a continuación y finalmente llevándolos a la falla o por lo menos hasta 1.5 veces la resistencia de diseño.
- La carga se aplicará por incrementos del orden de 20% de la carga de diseño.
- Las deformaciones medidas con precisión de 0.1 mm, se observarán inmediatamente antes y después de que la velocidad de deformación bajo la carga anterior se haya reducido a menos de 1 mm/20 mín o cuando hayan transcurrido por lo menos dos horas. Durante la descarga, la recuperación de la deformación se medirá para 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga máxima alcanzada.



- En el informe de la prueba se reportarán los siguientes datos:
 - 1) Una descripción de las condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
 - 2) Una descripción del pilote y los datos obtenidos durante su instalación.
 - 3) Una descripción del sistema de carga y del método de prueba.
 - 4) Una tabla de cargas y deformaciones durante la carga y descarga del pilote.
 - 5) Una representación gráfica de los resultados en la forma de una curva tiempo- asentamientos para cada incremento de carga.
 - 6) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

V.5 ESTABILIDAD DE TALUDES DURANTE LA EXCAVACIÓN.

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q} \gamma H + q$$

donde:

N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{UU}} \tan(\phi_{UU})$$

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

H = altura del talud, 1.5 m

q = sobrecarga, 2.0 ton/m²

C_{UU} = cohesión promedio en condición no drenada, 4.0 ton/m²

(ϕ_{UU}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un FS \approx 2.9, el cual es adecuado para taludes de tipo temporal (FS > 2.0).

V.6 ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión:



$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_D}$$

donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 4.0 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.70

F_D = factor de diseño, 2.0

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que la capacidad de carga admisible es 11.4 ton/m². Por tanto, el factor de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante H, 1.5 ton/m³

H = altura del talud, 1.5m

q = sobrecarga, 2.0 ton/m²

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un FS \approx 2.42, el cual es adecuado para excavaciones de tipo temporal (FS _{mínimo} = 2.0).

V.7 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.

MUROS DE CONTENCIÓN

Presión horizontal de tierras sobre muros de contención

Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo.

El valor de dicha presión está dado por la siguiente expresión:

$$P_h = K_o(\gamma z + q) + \gamma_w(z - 2.5)$$

donde:

P_h = presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad z, ton/m²

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 1-sen (ϕ) \approx 0.60



- z = profundidad a la cual se estima la presión, m
- γ = peso volumétrico promedio del suelo, 1.5 ton/m^3
- γ = peso volumétrico del agua, 1.0 ton/m^3
- q = sobrecarga en colindancia con edificaciones, 2 ton/m^2

Reemplazando los valores anteriores, la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es:

$$\text{para } 0 \leq z \leq 1.5 \text{ m} \\ Ph \approx 0.9 (1+Z) \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo con el SITE proporcionado (figura 5.1), se contempla la construcción de dos muros de contención uno a 1.10 m de separación de la planta de tratamiento con un desplante ubicado aproximadamente en la cota 48.13 y otro en el sentido opuesto; estos ubicados en esta zona con la finalidad de retener los desniveles que se localizaran ahí. Por lo que se recomienda profundizar el nivel de desplante al mismo nivel de desplante de la planta de tratamiento como mínimo.

Específicamente en esto dos muros de contención, una vez llegado al nivel máximo de excavación, se colocara una cama de tezontle con un espesor de 20cm; lo anterior para crear una capa rompedora de capilaridad y permitir colocar sobre esta una plantilla de concreto pobre de 5 cm, que servirá de nivel desplante de los muros.

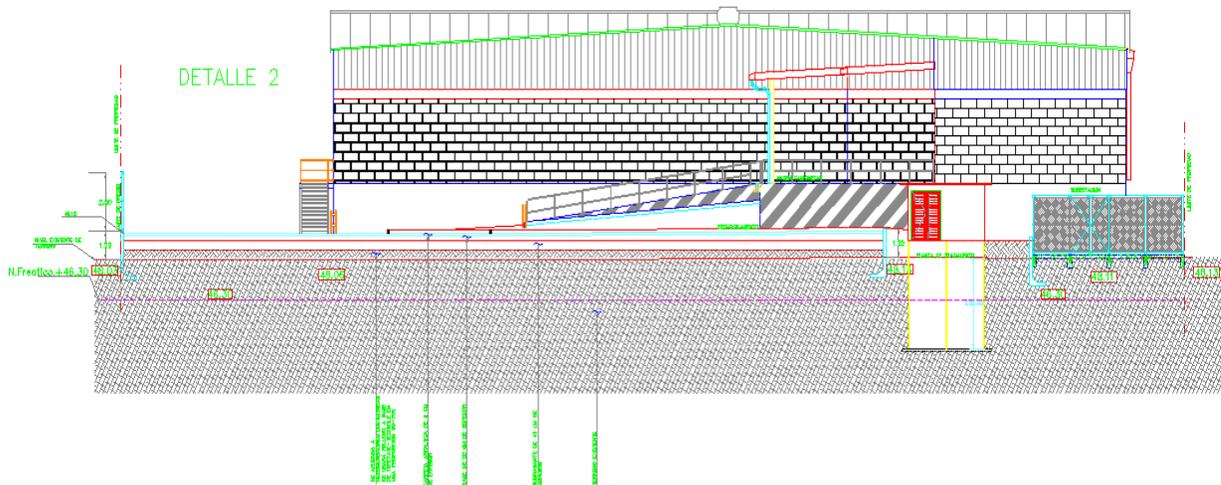


FIGURA 5.1 UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

TRABAJO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE FONDO

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (1.95 ton/m^2) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (148 ton si se trata de pilotes de 45 cm de lado) en compresión y tensión.



LINEAMIENTOS GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE LAS TRABES DE CIMENTACION.

- ❖ Se llevarán a cabo las excavaciones de las cepas ó zanjas para la construcción de las trabes de cimentación, el desplante estará indicada en los planos estructurales y estarán medidos con respecto al nivel de piso terminado del semisótano.
- ❖ Todas las excavaciones se podrán realizar con taludes verticales y el fondo de las zanjas deberá ser horizontal. El material producto de la excavación de las cepas serán retiradas fuera de la Obra donde lo indique la Dirección de la misma, y no podrán emplearse como materiales de relleno controlado.
- ❖ El material de desplante será el material natural constituido por arcilla gris, o en su caso podrá ser el nuevo relleno producto de banco que será colocado previamente para sustituir los rellenos de mala calidad que se hayan detectado más abajo de lo esperado.
- ❖ Es importante que las excavaciones no permanezcan expuestas al secado solar o al humedecimiento por lluvias o escurrimientos durante la construcción, para lo cual se debe programar y ejecutar con oportunidad la secuencia de actividades necesarias de habilitación del acero, armado del mismo, colocación de cimbra y colado del concreto.
- ❖ Si la construcción se hace durante la época de lluvias se tomarán precauciones para evitar que se sature o inunde el suelo de las cepas. En ese caso será conveniente proteger temporalmente las paredes y el fondo de la excavación con un repellado de mortero; para la atención de inundaciones se contará en todo momento con el personal y el equipo para efectuar el bombeo necesario. Lo anterior es de primordial importancia, ya que la saturación del suelo modificará en éste las propiedades de resistencia y su estabilidad en las paredes de las zanjas.
- ❖ Una vez abiertas y protegidas las cepas se colocará una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor con $f'c$ de 100 kg/cm².
- ❖ Cuando el concreto de la cimentación alcance el 70% de su resistencia de proyecto, se podrá iniciar el relleno de las cepas donde se requiera con materiales producto de banco que cumplan con calidad de rellenos (figura 5.2). La compactación será por capas de 15 cm al 95% de su PVSM según la prueba AASHTO estándar, mediante un equipo manual del tipo de las bailarinas ó similar.



CARACTERISTICAS	CAPA			
	RELLE NO	SUBRASA NTE	BASE (DESEAB LE)	BASE (ACEPTAB LE)
TAMAÑO MAXIMO (PULGADAS)	3	3	1.5	2
% DE GRAVA	---	---	20 A 70	0 A 50
% DE FINOS	MAX 40	MAX 30	5 A 20	10 A 25
% PASA # 200 / % PASA # 40	---	---	MAX 0.7	MAX 0.7
ZONA GRANULOMETRICA	---	---	1 Ó 2	2 Ó 3
LIMITE LIQUIDO (%)	MAX 40	MAX 35	MAX 25	MAX 30
INDICE PLASTICO (%)	MAX 15	MAX 10	MAX 6	MAX 7.5
CONTRACCION LINEAL (%)	MAX 4.0	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 2.5
EQUIVALENTE DE ARENA (%)	---	---	MIN 50	MIN 40
VRS STANDARD (%)	MIN 20	MIN 30	MIN 100	MIN 80
EXPANSION EN VRS (%)	MAX 3.0	MAX 2.0	MAX 1.5	MAX 2.0
DESGASTE LOS ANGELES	---	---	MAX 40	MAX 40

FIGURA 5.2 ESPECIFICACIONES DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE BANCO.



CAPITULO VI ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y SUBESTACIÓN ELECTRICA, CISTERNA DE AGUA POTABLE, SISTEMA DE BOMBEO.

VI.1 PLANTA DE TRATAMIENTO Y SUBESTACIÓN ELECTRICA.

La planta de tratamiento y la subestación eléctrica se ubicará al nor-poniente del predio, entre la tienda y el lindero nor-poniente. Primeramente se efectuarán todos los cortes y rellenos que sean necesarios para alcanzar los niveles de proyecto de terracerías en exteriores y después se procederá a realizar la excavación para la construcción de la planta de tratamiento.

- El nivel de piso terminado de la losa de fondo de la planta de tratamiento (cota 44.08) se ubicará a 7.22m por debajo del nivel de piso terminado de la tienda y el nivel de piso terminado de la subestación eléctrica se ubicara en la cota 48.28, es decir 3.02m por debajo del nivel de piso terminado de la tienda. Estos datos deberán ser cotejados por el proyectista para dar validez a las recomendaciones que se darán a continuación.
- Se tratará de una planta de tratamiento formada por un cajón de concreto reforzado de forma rectangular en planta, de 5.20m de ancho por 13.10m de largo (dimensiones exteriores). Estos datos deberán ser cotejados por el proyectista para dar validez a las recomendaciones que se darán a continuación
- El nivel de máxima excavación para la planta de tratamiento será de 4.1m respecto al nivel actual del terreno; considerando una losa de 20cm
- El área de la planta de tratamiento considerada es de 68 m²
- Los muros perimetrales e internos de la planta de tratamiento podrían ser de 25cm de espesor y la losa de fondo tendrá un peralte de 25cm, respectivamente. De lo anterior se estimo que el peso de las estructuras (We) que alojara la planta de tratamiento vacía es igual a 2.94Ton/m², equivalente a una carga concentrada de 182.78 ton; deberá ser ratificados por el estructurista.
- El peso estimado de la planta de tratamiento lleno (We) con un tirante máximo de 4.5m es igual a 7.44Ton/m² equivalente a una carga concentrada de 506.8 ton.
- La capacidad de carga admisible estática del terreno es de 6.0ton/m².

El peso del suelo retirado por la excavación (Ws) requerida a 4.6 m es igual a



$$W_s = \gamma D_f = (1.45 \text{ t/m}^3)(4.6 \text{ m}) = 6.67 \text{ t/m}^2$$

Esta presión dividida entre el área de contacto de la losa de fondo resulta una carga concentrada de:

$$W_s = 6.67 \text{ t/m}^2 * 68.12 \text{ m}^2 = 454.4 \text{ ton}$$

La compensación del cajón requerido y para conocer la carga neta que soportará el subsuelo resulta de la siguiente expresión:

$$\therefore W_e - W_s = W_n$$

Tomando en cuenta lo anterior y para evitar movimientos diferenciales en la estructura, es necesario que el cajón quede totalmente compensado, es decir que la carga neta sea igual a cero ($W_n = 0$)

En las condiciones anteriores, el peso de la estructura vacía se estimó de 2.94 ton/m^2 y que la compensación que se genera por la excavación es de 6.67 T/m^2 , por lo tanto se tiene una sobrecompensación de $2.94 \text{ Ton/m}^2 - 6.67 \text{ Ton/m}^2 = -3.37 \text{ Ton/m}^2$, y queda fuera de Reglamento, pues este permite máximo 1.5 Ton/m^2 .

Por lo tanto por Reglamento no cumple, y por otro lado como se diseñará como estructura independiente del sótano, es necesario que los asentamientos sean casi nulos, para lo cual se requiere dejar una sobrecompensación inferior a 1 ton/m^2 .

Ahora bien, en el caso de que la planta se encuentre llena se considero un tirante máximo de 4.5 m , en esas condiciones la estructura pesaría 7.44 ton/m^2 , por lo que la compensación de la planta quedaría en $7.44 \text{ ton/m}^2 - 6.67 \text{ ton/m}^2 = 0.77 \text{ ton/m}^2$.

Por lo que tomando en cuenta todo lo anterior, será necesario construir un alerón perimetral y exterior al sembrado de la losa de cimentación de 2.0 m mínimo desplantado a 1.75 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del semisótano, para incrementar el área de contacto y reducir deformaciones por peso propio, aunado a la sobrecarga de los materiales de banco colocados sobre dicho alerón, con esto se incrementa el área de contacto y se reduce la sobrecompensación generada.

La presión final que se transmitirá al subsuelo con esta ampliación y llena es de 7.57 ton/m^2 , pero considerando la compensación de 6.67 ton/m^2 se tendrá una presión neta de 0.90 ton/m^2 que es admisible, y cuando la estructura se encuentre vacía la presión será de 5.74 ton/m^2 y con una compensación de 6.67 ton/m^2 se tendrá una sobrecompensación de -0.93 ton/m^2 que está por debajo de lo permitido por el reglamento.

La subestación eléctrica se cimentará sobre una losa de cimentación desplantada sobre la plataforma de materiales de banco compactados al 95% de su PVSM según la prueba AASHTO estándar.



VI.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EXCAVACIÓN EN ÁREA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

El procedimiento constructivo para la planta de tratamiento se deberá sujetar a los siguientes lineamientos:

- Recorte de los materiales superficiales con espesores variables entre 30 cm y 1.9m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.
- El bombeo se iniciará entre 7 y 14 días (dependerá de la respuesta del bombeo en campo) antes de empezar la excavación de cualquiera de las aéreas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción de las estructuras, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo
- La excavación podrá realizarse en una sola etapa. Se utilizarán taludes 0.5:1.0 (horizontal:vertical). En donde sea factible, la excavación será dos metro mayor a cada lado de la envolvente del sembrado de la planta de tratamiento; en donde será colocado el alerón. La profundidad de desplante será la requerida en el proyecto, más una sobre-excavación de 35 cm, de tal forma que se puedan colocar en el fondo de la excavación el filtro geotextil PAVITEX 275 y la geomalla biaxial TENSAR BX-1200, y sobre ellos una capa de grava limpia de 30 cm de espesor, sobre las que se construirá una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor.
- El nivel de aguas freáticas se ubica en la cota 46.56 aproximadamente, generará una presión hidrostática de, 4 ton/m² para la planta de tratamiento, razón por la cual será necesario implementar un sistema de bombeo profundo que permita mantener las condiciones en seco.
- El número de pozos propuestos será de 2, como se observa en la figura 6.1

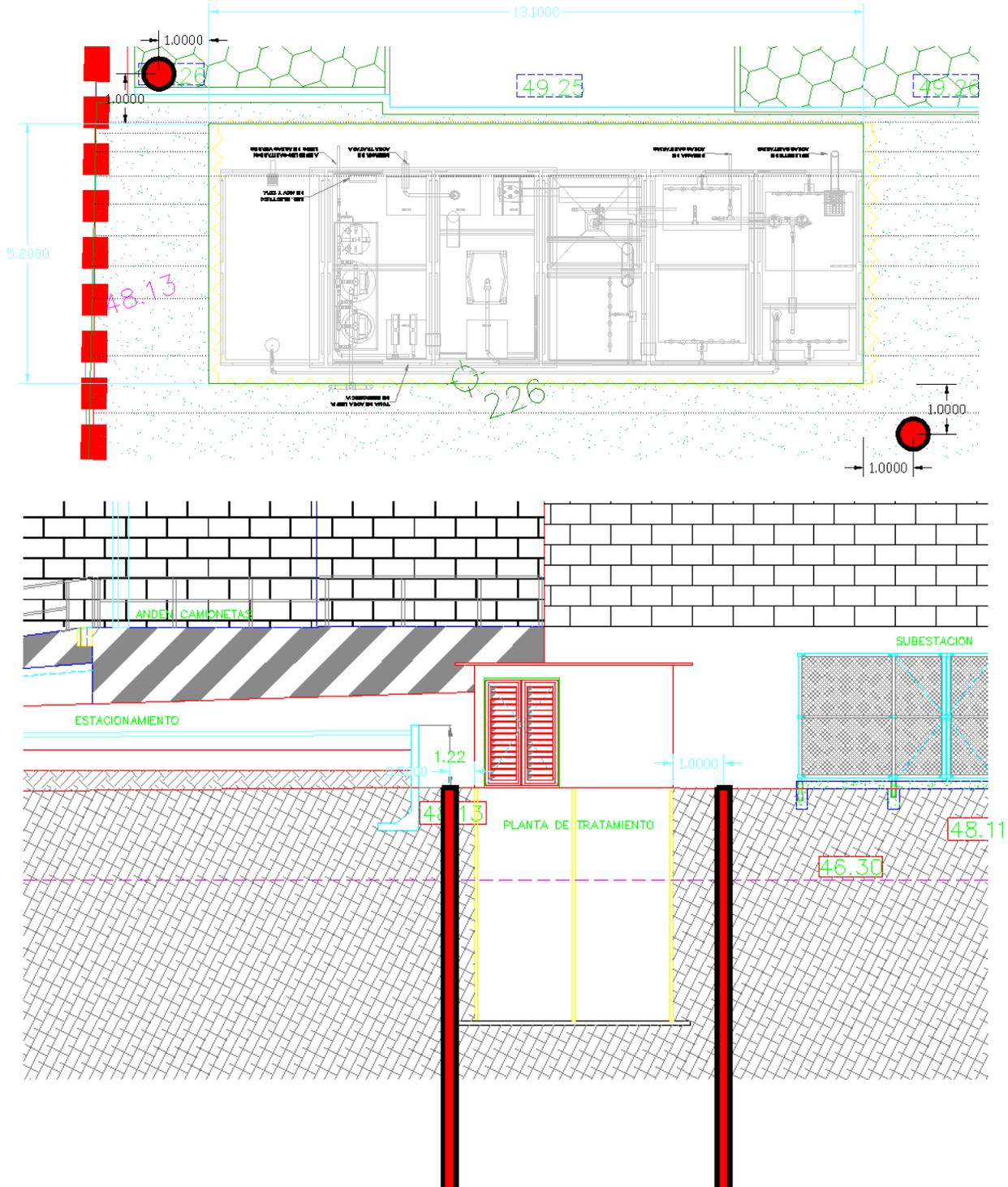


FIGURA 6.1 UBICACIÓN Y NUMERO DE POZOS A UTILIZAR DURANTE LA EXCAVACIÓN.



- Al llegar a la profundidad de proyecto más una sobre-excavación de 35 cm, se colocará primeramente un filtro geotextil PAVITEX 275 sobre el fondo de la excavación. El objetivo será impedir la penetración de las partículas de la capa de grava limpia de 30cm que será emplazada previamente a la construcción de la plantilla y losa de fondo del depósito. Sobre este filtro se instalará una geomalla biaxial TENSAR BX 1200. Estos geosintéticos deberán tener traslapes de 50cm de ancho. Para evitar daños a estos productos, se revisará previamente que la superficie de apoyo es plana. Los detalles sobre las especificaciones de los productos, el sistema de colocación, los traslapes, la disponibilidad y el costo, de los filtros geotextiles y de las mallas geosintéticas, se deberán consultar directamente con el fabricante.
- Sobre la malla biaxial TENSAR se colocará una capa de grava limpia de forma subredondeada a subangulosa, de 3/8 a 2 pulgadas, sin arena ni finos, de 30cm de espesor compacto. La grava se tenderá en una sola capa sobre las que se darán 3 pasadas con un rodillo liso vibratorio ligero, de menos de una tonelada de peso estático. No es necesario lograr algún grado de compactación: sólo se deben acomodar las partículas sólidas.
- Sobre la capa de grava, se colocará otro filtro geotextil PAVITEX 275 para evitar que el concreto de la plantilla se filtre sobre la grava. Posteriormente se colocará una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor.
- Una vez que se termine la construcción de la planta de tratamiento, se iniciará el colocado del relleno del espacio entre los muros de la planta y los taludes de la excavación. Se empleará un suelo producto de banco que cumpla al menos con calidad de rellenos. Después de humedecerlo se colocará el material dentro de la excavación y se procederá de inmediato a su compactación por capas de 15 cm de espesor suelto, que se compactarán con bailarinas ó un rodillo liso vibratorio ligero ó manual hasta alcanzar un mínimo del 95% del PVSM del material de acuerdo con la prueba AASHTO estándar.
- Para evitar empujes de suelo no considerados en el perímetro de la planta de tratamiento así como movimientos indeseables de los muros laterales, se recomienda colar la losa de tapa siete días después de haber colado los muros perimetrales. El relleno compactado alrededor de la planta de tratamiento se empezará a colocar tres días después de haber colado la losa de tapa.



VI.3 ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN RECOMENDADO PARA CISTERNA DE AGUA PLUVIAL Y CISTERNA DE AGUA POTABLE.

El nivel de máxima excavación para la cisterna pluvial será de 3.40m, con respecto al nivel de piso terminado de semisótano y el nivel de máxima excavación para la cisterna de agua potable será de 4.40m, con respecto al nivel de piso terminado de semisótano.

Se estimo que el peso de las estructuras (W_e) que alojara la cisterna pluvial vacía es igual a $1.69\text{Ton}/\text{m}^2$ y la cisterna de agua potable vacía es igual a $2.38\text{Ton}/\text{m}^2$; en el caso de la cisterna pluvial equivalente a una carga concentrada de 660 ton y la cisterna de agua potable igual a 205.54ton.

El peso estimado de la cisterna pluvial (W_e) con un tirante máximo de 2.7m es igual a $4.39\text{Ton}/\text{m}^2$ equivalente a una carga concentrada de 1719.1 ton.

El peso estimado de la cisterna pluvial (W_e) con un tirante máximo de 3.5m es igual a $5.88\text{Ton}/\text{m}^2$ equivalente a una carga concentrada de 507.8 ton.

a) Para la Cisterna Pluvial:

El peso del suelo retirado por la excavación (W_s) requerida a 3.40m es igual a

$$W_s = \gamma D_f = (1.45\text{t}/\text{m}^3)(3.40\text{m}) = 4.93\text{t}/\text{m}^2$$

Esta presión dividida entre el área de contacto de la losa de fondo resulta una carga concentrada de:

$$W_s = 4.93\text{t}/\text{m}^2 * 391.6\text{m}^2 = 1930.6\text{ton}$$

La compensación del cajón requerido y para conocer la carga neta que soportará el subsuelo resulta de la siguiente expresión:

$$\therefore W_e - W_s = W_n$$

Tomando en cuenta lo anterior y para evitar movimientos diferenciales en la estructura, es necesario que el cajón quede totalmente compensado, es decir que la carga neta sea igual a cero ($W_n=0$)

En las condiciones anteriores, el peso de la estructura vacía se estimo de $1.69\text{ton}/\text{m}^2$ y que la compensación que se genera por la excavación es de $4.93\text{T}/\text{m}^2$, por lo tanto se tiene una sobrecompensación de $1.69\text{Ton}/\text{m}^2 - 4.93\text{Ton}/\text{m}^2 = -3.24\text{Ton}/\text{m}^2$.

Por Reglamento no cumple, y por otro lado como se diseñará como estructura independiente del sótano, es necesario que los asentamientos sean casi nulos, para lo cual se requiere dejar una pequeña sobrecompensación e inferior a $1\text{ton}/\text{m}^2$.



Ahora bien, en el caso de que la cisterna se encuentre llena se considero un tirante máximo de 2.7m, en esas condiciones la estructura pesaría 4.39 ton/m^2 , por lo que la sobrecompensación del cajón quedaría en $4.39 \text{ ton/m}^2 - 4.35 \text{ ton/m}^2 = 0.04 \text{ ton/m}^2$.

Por lo que tomando en cuenta todo lo anterior, será necesario construir un alerón perimetral y exterior al sembrado de la losa de cimentación de 2.0m mínimo desplantado a 2.70m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del semisótano, para incrementar el área de contacto y reducir deformaciones por peso propio, aunado a la sobrecarga de los materiales de banco colocados sobre dicho alerón, con esto se incrementa el área de contacto y se reduce la sobrecompensación generada.

La presión final que se transmitirá al subsuelo con esta ampliación y llena es de 5.52 ton/m^2 , pero considerando la compensación de 4.93 ton/m^2 se tendrá una presión neta de 0.60 ton/m^2 que es admisible, y cuando la estructura se encuentre vacía la presión será de 3.75 ton/m^2 y con una compensación de 4.93 ton/m^2 se tendrá una sobrecompensación de -1.18 ton/m^2 que está por debajo de lo permitido por el reglamento.

b) Para la Cisterna de Agua Potable:

El peso del suelo retirado por la excavación (W_s) requerida a 4.40 m es igual a

$$W_s = \gamma D_f = (1.45 \text{ t/m}^3)(4.40 \text{ m}) = 6.38 \text{ t/m}^2$$

Esta presión dividida entre el área de contacto de la losa de fondo resulta una carga concentrada de:

$$W_s = 6.38 \text{ t/m}^2 * 86.36 \text{ m}^2 = 551 \text{ ton}$$

La compensación del cajón requerido y para conocer la carga neta que soportará el subsuelo resulta de la siguiente expresión:

$$\therefore W_e - W_s = W_n$$

Tomando en cuenta lo anterior y para evitar movimientos diferenciales en la estructura, es necesario que el cajón quede totalmente compensado, es decir que la carga neta sea igual a cero ($W_n = 0$)

En las condiciones anteriores, el peso de la estructura vacía se estimo de 2.38 ton/m^2 y que la compensación que se genera por la excavación es de 5.51 T/m^2 , por lo tanto se tiene una sobrecompensación de $2.38 \text{ ton/m}^2 - 5.51 \text{ ton/m}^2 = -3.13 \text{ ton/m}^2$.



Por Reglamento no cumple, y por otro lado como se diseñará como estructura independiente del sótano, es necesario que los asentamientos sean casi nulos, para lo cual se requiere dejar una pequeña sobrecompensación e inferior a 1 ton/m^2 .

Ahora bien, en el caso de que la planta se encuentre llena se considero un tirante máximo de 3.5m, en esas condiciones la estructura pesaría 5.88 ton/m^2 , por lo que la sobrecompensación de la planta quedaría en $5.88 \text{ ton/m}^2 - 5.51 \text{ ton/m}^2 = -0.37 \text{ ton/m}^2$.

Por lo que tomando en cuenta todo lo anterior, será necesario construir un alerón perimetral y exterior al sembrado de la losa de cimentación de 2.0m mínimo desplantado a 4.0 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del semisótano, para incrementar el área de contacto y reducir deformaciones por peso propio, aunado a la sobrecarga de los materiales de banco colocados sobre dicho alerón, con esto se incrementa el área de contacto y se reduce la sobrecompensación generada.

La presión final que se transmitirá al subsuelo con esta ampliación y llena es de 5.96 ton/m^2 , pero considerando la compensación de 5.51 ton/m^2 se tendrá una presión neta de 0.45 ton/m^2 que es admisible, y cuando la estructura se encuentre vacía la presión será de 4.28 ton/m^2 y con una compensación de 5.51 ton/m^2 se tendrá una sobrecompensación de -1.23 ton/m^2 que está por debajo de lo permitido por el reglamento.

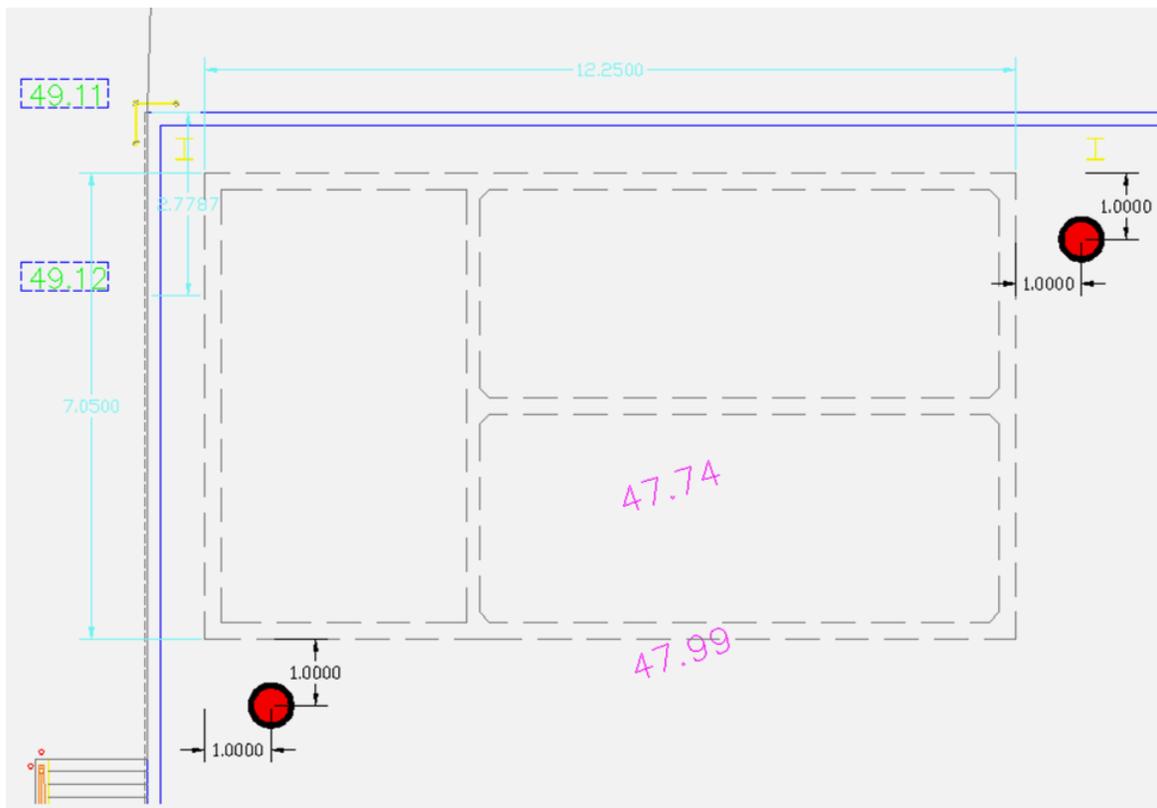
VI.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LAS ÁREAS DE CISTERNAS.

El procedimiento constructivo para las cisternas se deberá sujetar a los siguientes lineamientos:

- Recorte de los materiales superficiales con espesores variables entre 30cm y 1.9m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.
- El bombeo se iniciará entre 7 y 14 días (dependerá de la respuesta del bombeo en campo) antes de empezar la excavación de cualquiera de las aéreas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción de las estructuras, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo
- Las excavaciones se podrá realizarse en una sola etapa. Se utilizarán taludes 0.5:1.0 (horizontal:vertical). En donde sea factible, el fondo de la excavación será dos metro mayor a cada lado de la envolvente del sembrado de la planta de tratamiento o cisternas, según sea el caso, con la finalidad de alojar los alerones.



- La profundidad de desplante será la requerida en el proyecto, más una sobre-excavación de 35cm, de tal forma que se puedan colocar en el fondo de la excavación el filtro ge textil PAVITEX 275 y la geomalla biaxial TENSAR BX-1200, y sobre ellos una capa de grava limpia de 30 cm de espesor, sobre las que se construirá una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor.
- El nivel freático localizado a 0.86m de profundidad media con respecto al nivel actual del terreno y la excavación para las cisternas es mayor, por lo que se requerirá de un bombeo profundo que constara de dos pozos de abatimiento dos para el área de cisterna de agua potable y 7 para el área de cisterna pluvial, lo cual se observa en las figuras 6.2 y 6.3.



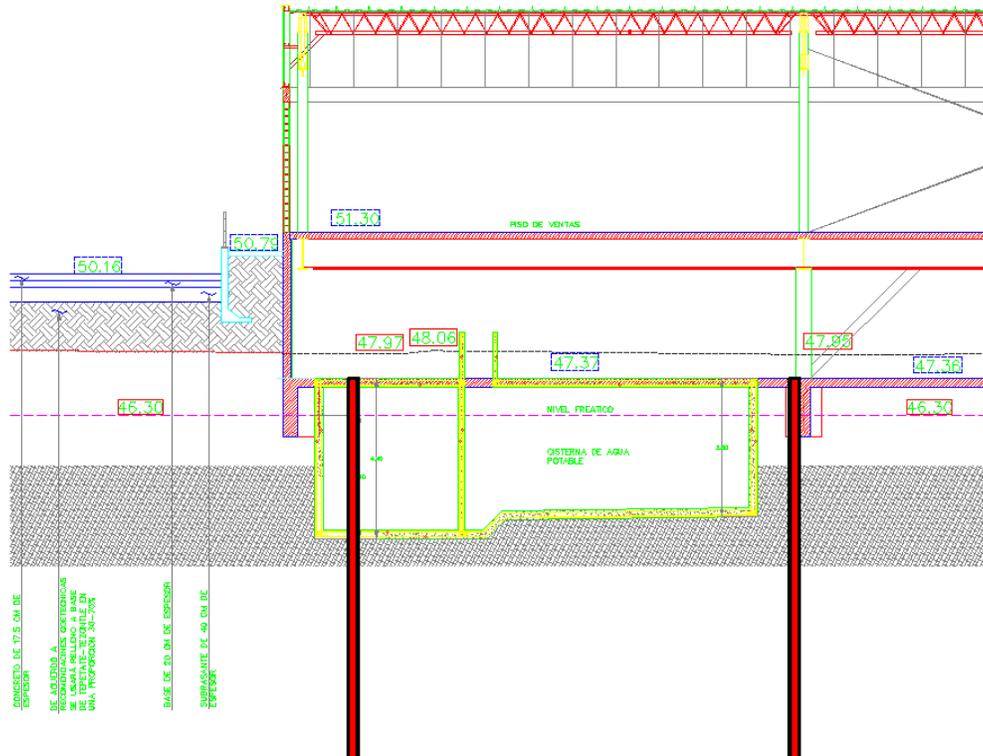


FIGURA 6.2 UBICACIÓN Y NÚMERO DE POZOS A UTILIZAR DURANTE LA EXCAVACIÓN DE LA CISTERNA DE AGUA POTABLE.

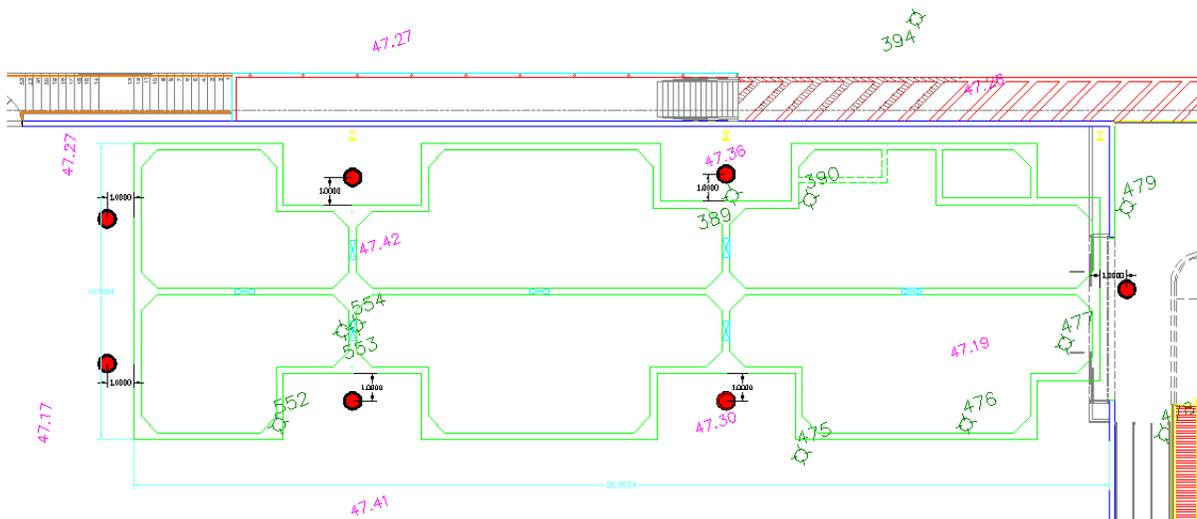




FIGURA 6.3 UBICACIÓN Y NÚMERO DE POZOS A UTILIZAR DURANTE LA EXCAVACIÓN DE LA CISTERNA DE AGUA PLUVIAL.

- Al llegar a la profundidad de proyecto más una sobre-excavación de 35cm, se colocará primeramente un filtro ge textil PAVITEX 275 sobre el fondo de la excavación. El objetivo será impedir la penetración de las partículas de la capa de grava limpia de 30cm que será emplazada previamente a la construcción de la plantilla y losa de fondo de los depósitos. Sobre este filtro se instalará una geomalla biaxial TENSAR BX 1200. Estos geosintéticos deberán tener traslapes de 50cm de ancho. Para evitar daños a estos productos, se revisará previamente que la superficie de apoyo es plana. Los detalles sobre las especificaciones de los productos, el sistema de colocación, los traslapes, la disponibilidad y el costo, de los filtros geotextiles y de las mallas geosintéticas, se deberán consultar directamente con el fabricante.
- Sobre la malla biaxial TENSAR se colocará una capa de grava limpia de forma subredondeada a subangulosa, de 3/8 a 2 pulgadas, sin arena ni finos, de 30cm de espesor compacto. La grava se tenderá en una sola capa sobre las que se darán 3 pasadas con un rodillo liso vibratorio ligero, de menos de una tonelada de peso estático. No es necesario lograr algún grado de compactación: sólo se deben acomodar las partículas sólidas.



- Sobre la capa de grava, se colocará otro filtro geotextil PAVITEX 275 para evitar que el concreto de la plantilla se filtre sobre la grava. Posteriormente se colocará una plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor.
- Una vez que se termine la construcción de la planta de tratamiento de las cisternas según sea el caso, se iniciará el colocado del relleno del espacio entre los muros de la planta y los taludes de la excavación. Se empleará un suelo producto de banco que cumpla al menos con calidad de rellenos. Después de humedecerlo se colocará el material dentro de la excavación y se procederá de inmediato a su compactación por capas de 15cm de espesor suelto, que se compactarán con bailarinas ó un rodillo liso vibratorio ligero ó manual hasta alcanzar un mínimo del 95% del PVSM del material de acuerdo con la prueba AASHTO estándar. En el Anexo I se indican las características que deben cumplir los nuevos rellenos.
- Para evitar empujes de suelo no considerados en el perímetro de la planta de tratamiento así como movimientos indeseables de los muros laterales, se recomienda colar la losa de tapa siete días después de haber colado los muros perimetrales. El relleno compactado alrededor de la planta de tratamiento se empezará a colocar tres días después de haber colado la losa de tapa.

VI.5 SISTEMA DE BOMBEO.

El nivel de máxima excavación para la cisterna pluvial será de 3.20m, con respecto al nivel de piso terminado de semisótano y el nivel de máxima excavación para la cisterna de agua potable será de 4.40m, con respecto al nivel de piso terminado de semisótano; tomando en cuenta que el nivel de aguas freáticas se ubica en la cota 46.56 aproximadamente, generará una presión hidrostática de, 2.37 y 3.53 ton/m² para la cisterna pluvial y cisterna de agua potable respectivamente, razón por la cual será necesario implementar un sistema de bombeo profundo que permita mantener las condiciones en seco.

El número de pozos propuestos será de 2 para la planta de tratamiento, 7 para la cisterna de agua pluvial y dos para la de agua potable.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de bombas con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de las áreas; es necesario abatir el nivel freático hasta una profundidad de 1m por debajo del nivel máximo de excavación, que será el nivel dinámico del agua en los pozos para las excavaciones. Esta profundidad podrá variar de acuerdo a la respuesta en campo del bombeo.



En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y por otro lado el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación. Debiendo monitorearse el comportamiento de la excavación mediante la colocación de líneas de colimación en forma perimetral antes, durante y al final del bombeo.

Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 21m con respecto al nivel del semisótano. Su ubicación será en toda el área evitando se intercepte con algún elemento estructural.

Los pozos tendrán un diámetro de 30cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizarán lodos bentoníticos. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (libre de lodo o arena).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$.. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0m superiores, y las ranuras serán de 1mm de ancho, espaciadas 10cm entre sí.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se podrán instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; para el caso de las cisternas el nivel de succión de bombas estarán a 8 m de profundidad, medidos con respecto a la superficie del terreno. Los detalles de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestran en las figuras 6.4, 6.5 y 6.6 respectivamente.

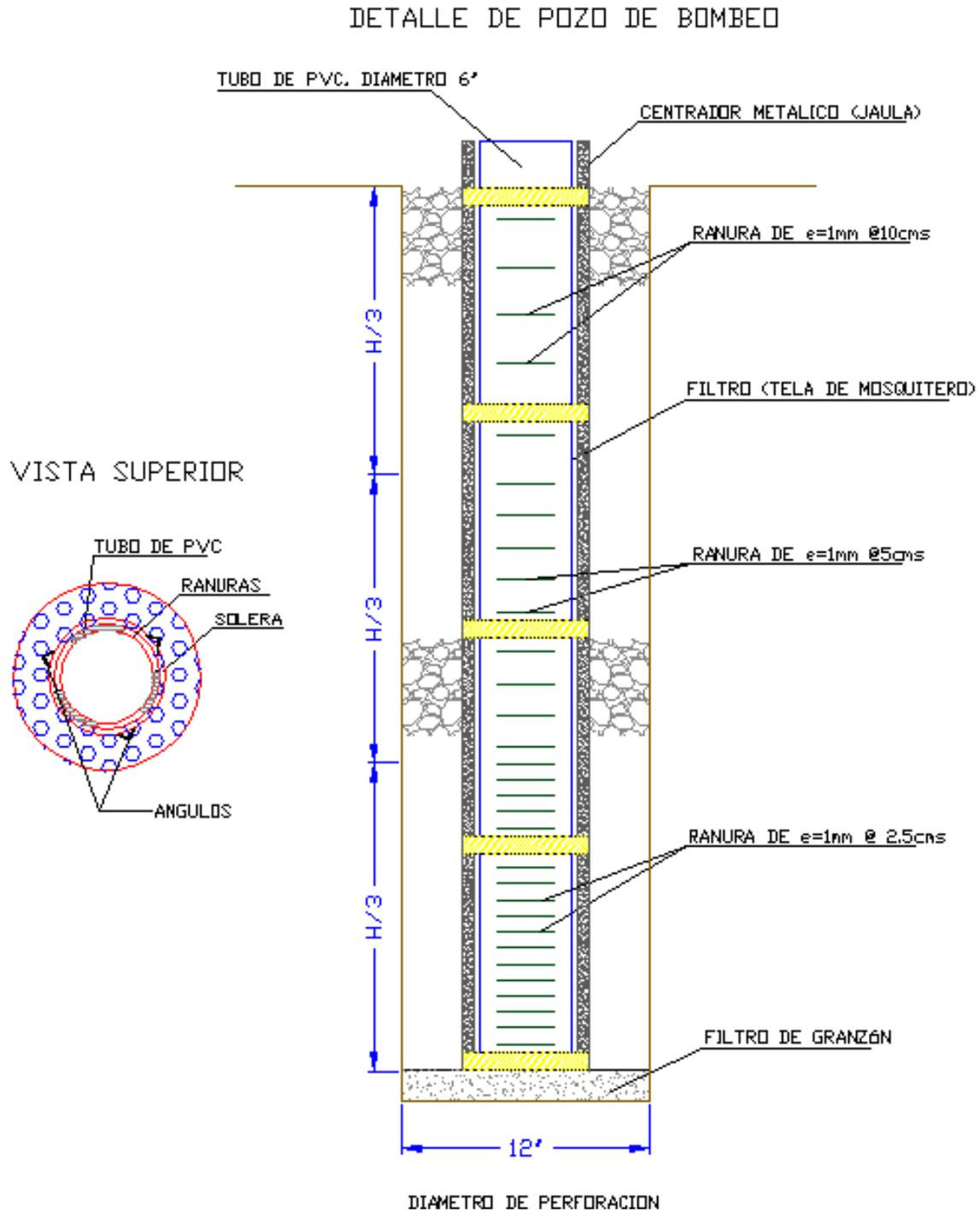


FIGURA 6.4 POZO DE BOMBEO PROFUNDO.

D r e n

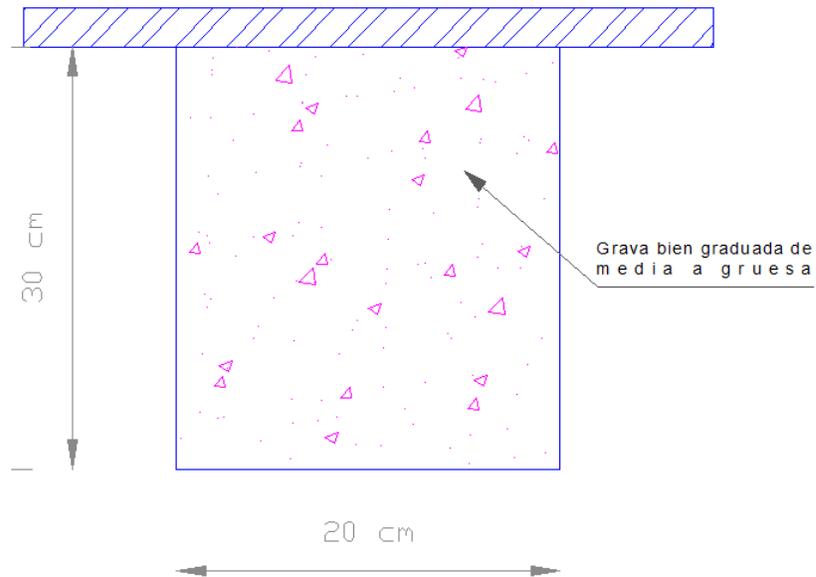


FIGURA 6.5 DREN.

C á r c a m o

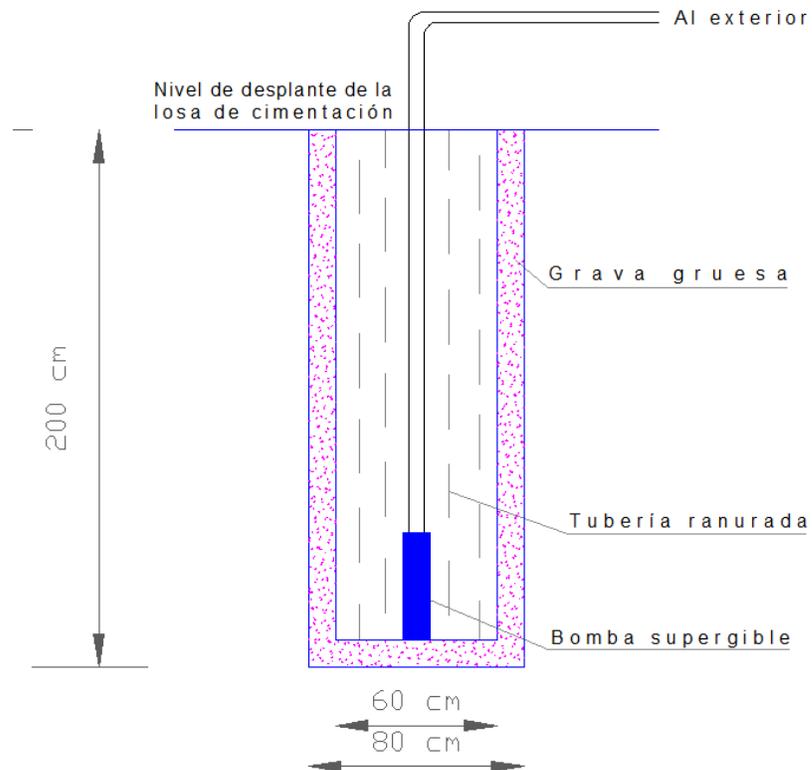


FIGURA 6.5 CARCAMO.



Se deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación que alojará a la cimentación antes, durante y después de haberla terminado.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario.

El bombeo se iniciará entre 7 y 14 días (dependerá de la respuesta del bombeo en campo) antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El nivel dinámico del agua en los pozos para la excavación variará de acuerdo a la respuesta del subsuelo.

El bombeo se suspenderá en forma independiente una vez y se haya concluido los trabajos en cada uno de los elementos estructurales, procediéndose a cortar y sellar los pozos.



CAPITULO VII PISOS Y PAVIMENTOS.

VII.1 TIENDA

A) ESTRUCTURA.

La estructura del piso de la Tienda consistirá en: subrasante variable y mínima de 40 cm, base hidráulica de 20cm y losa de concreto hidráulico de 15 cm, mostrado en la figura 7.1.



FIGURA 7.1 PISO DE LA TIENDA

B) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

SUBRASANTE. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO estándar.

BASE. La compactación se hará al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada, equivalente aproximadamente al 100% del PVSM, según la prueba AASHTO estándar.

RIEGO DE IMPREGNACIÓN. Antes de la colocación de la losa de concreto hidráulico del piso, se barrerá y se impregnará la superficie de la base ya compactada, con una emulsión asfáltica catiónica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 1.20 a 1.70 litros por metro cuadrado. La emulsión cumplirá con las especificaciones de calidad marcadas por las Normas Generales de Construcción de la SCT.

La aplicación de la emulsión se hará en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde para que no se presente el fenómeno de rompimiento (pérdida rápida del agua en la emulsión).



Se evitará el tráfico de personas o equipo sobre la base impregnada, por un período de al menos 48 horas para permitir que la emulsión se haya adherido a la base, lo cual será verificado por el personal de laboratorio.

Es recomendable colocar una capa de arena fina sobre dicho riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo, con el fin de impedir la remoción del producto asfáltico.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LAS CAPAS COMPACTADAS. Se hará todo lo necesario para evitar que la plataforma de suelos compactados, se humedezca en exceso durante las lluvias. Es conveniente dar a la superficie de la plataforma una pendiente de cuando menos 5 al millar para drenar adecuadamente los escurrimientos superficiales y evitar cualquier encharcamiento.

En la época de lluvias se adoptarán medidas contra el humedecimiento de los materiales de construcción de la estructura del pavimento, cubriéndolos con láminas de polietileno o lonas.

El no atender estas recomendaciones seguramente se traducirá en una deficiente compactación y un mal comportamiento de las capas del pavimento.

VII.2 ESTACIONAMIENTO Y PATIO DE MANIOBRAS

A) ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE EN ESTACIONAMIENTO.

En el área de estacionamiento se consideró un carril de diseño con un tránsito diario de 360 vehículos, compuesto primordialmente por un 95% de automóviles y el resto por camionetas de 3.5 toneladas.

La definición de espesores se basó en el método del Instituto de Ingeniería para un periodo de vida útil de 15 años y tasa de crecimiento de 2% anual.

Para el diseño se tomó un VRS crítico de 5%, acorde con las propiedades índice de la posible capa superficial de apoyo de la estructura de pavimento que rige el diseño del pavimento.

La estructura que se obtuvo para la zona de vialidades del estacionamiento fue: subrasante variable o de 40 cm mínimo, base hidráulica de 20 cm y carpeta de concreto asfáltico de 5 cm, mostrado en la figura 7.2.

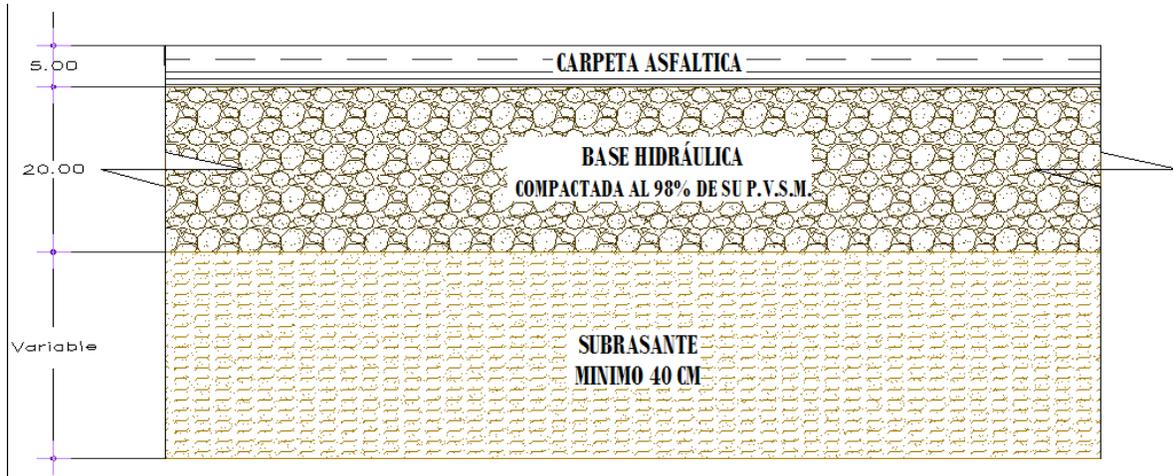


FIGURA 7.2 ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE EN ZONA DE VIALIDADES.

Para el carril de acceso a la tienda se obtuvo lo siguiente: subrasante variable o de 40 cm mínimo, base hidráulica de 20 cm y carpeta de concreto asfáltico de 8 cm, como se muestra en la figura 7.3.

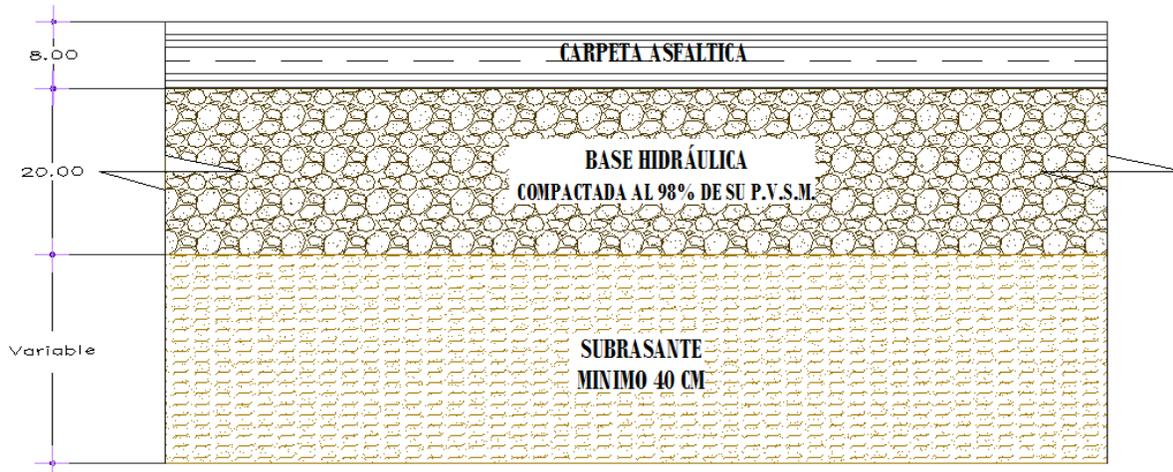


FIGURA 7.3 ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE EN CARRIL DE ACCESO.

B) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PAVIMENTO FLEXIBLE EN ZONA DE

ESTACIONAMIENTO.

SUBRASANTE. La compactación se hará al 95% del P.V.S.M., de acuerdo con la prueba ASHHTO estándar.

BASE. La compactación se hará al 95% del P.V.S.M., de acuerdo con la prueba ASHHTO modificada, equivalente aproximadamente al 100% del P.V.S.M., según la prueba ASHHTO estándar.



RIEGO DE IMPREGNACIÓN. Se aplicará sobre la base hidráulica ya compactada, previo barrido de ella, con una emulsión asfáltica catiónica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 1.20 a 1.70 litros por metro cuadrado. La emulsión cumplirá con las especificaciones de calidad marcadas por las Normas Generales de Construcción de la SCT.

La aplicación de la emulsión se hará en las primeras horas del día o en las últimas de la tarde para que no se presente el fenómeno de rompimiento (pérdida rápida del agua en la emulsión).

Se evitará el tráfico de personas o equipo sobre la base impregnada, por un período de al menos 48 horas para permitir que la emulsión se haya adherido a la base, lo cual será verificado por el personal de laboratorio.

Es recomendable colocar una capa de arena fina sobre dicho riego, justamente antes de que se abra al tránsito de personas y equipo, con el fin de impedir la remoción del producto asfáltico.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LAS CAPAS COMPACTADAS. Se hará todo lo necesario para evitar que la plataforma de suelos compactados, se humedezca en exceso durante las lluvias. Es conveniente dar a la superficie de la plataforma una pendiente de cuando menos 5 al millar para drenar adecuadamente los escurrimientos superficiales y evitar cualquier encharcamiento.

En la época de lluvias se adoptarán medidas contra el humedecimiento de los materiales de construcción de la estructura del pavimento, cubriéndolos con láminas de polietileno.

El no atender estas recomendaciones seguramente se traducirá en una deficiente compactación y un mal comportamiento de las capas del pavimento.

RIEGO DE LIGA. A 48 horas de aplicado el riego de impregnación y 30 minutos antes del tendido de la carpeta asfáltica se aplicará sobre la base seca y barrida, un riego de liga con emulsión catiónica de rompimiento rápido RR-2K, en una proporción de 0.70 litros por m².

CARPETA ASFÁLTICA. Será de concreto asfáltico, elaborado en planta estacionaria, de acuerdo a las normas que dicta la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

La mezcla se tenderá con equipo Finisher. El armado se iniciará con el paso de un rodillo metálico ligero para después compactar la capa al 95% del PVSM con equipo neumático. Se concluirá con el cerrado mediante el paso de un rodillo metálico pesado.

Se extraerán corazones de la carpeta ya terminada para verificar su espesor y comprobar que no presente una permeabilidad mayor al 10%.



C) ESTRUCTURA EN PATIO DE MANIOBRAS.

Se consideró un tránsito diario de 2.5 vehículos tipo trailer y 5 camiones de carga con capacidad de 5 toneladas.

El VRS considerado para diseño fue de 5% lo que equivale a un módulo de reacción de la subrasante (k) del orden de 4.3%. El módulo de ruptura (MR) fue de 40 kg/cm². Se empleó el método de la Portland Cement Association.

La estructura obtenida es: subrasante variable o mínimo de 40 cm, base hidráulica de 20 cm y losa de concreto hidráulico de 17.5 cm, la cual se muestra en la figura 7.4.

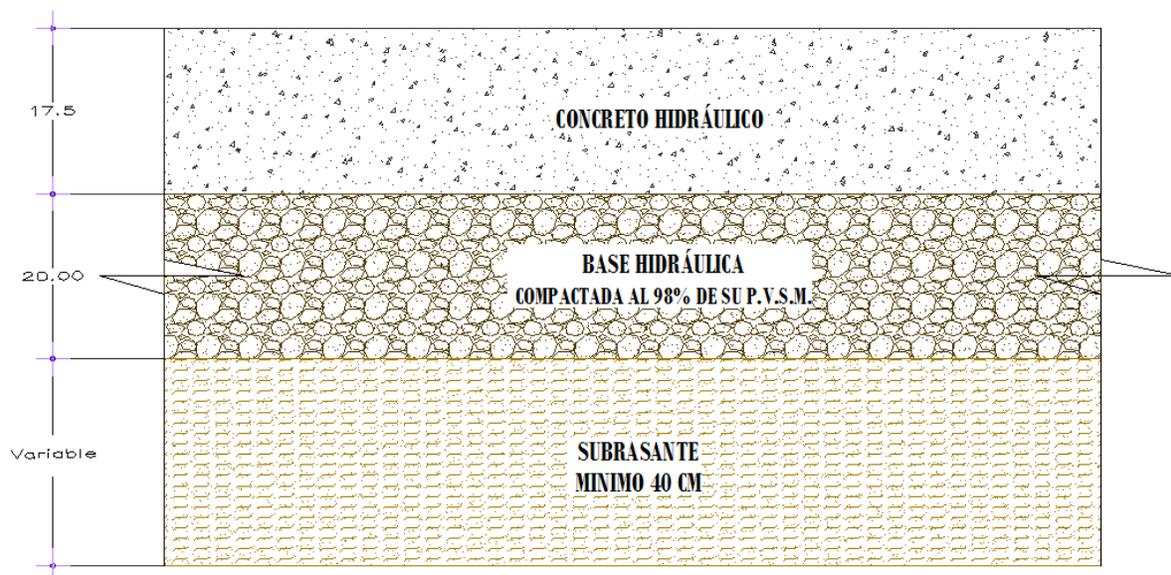


FIGURA 7.4 ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO EN PATIO DE MANIOBRAS.

D) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PAVIMENTO RÍGIDO.

Se construirá después de terminar la base hidráulica y de aplicar sobre ésta el riego de impregnación que se estableció para el pavimento flexible.

El concreto tendrá un módulo de ruptura (MR) de 40 kg/cm². Las losas se construirán por franjas cuyas dimensiones dependerán de la geometría de las áreas por pavimentar.

La modulación se hará para que los tableros sean preferentemente de forma cuadrada en planta y alternativamente de forma rectangular en cuyo caso la longitud del tablero no excederá de 1.30 veces el ancho del mismo.

En los tableros su ancho y su largo no deben exceder de 20 veces y de 26 veces el peralte.



Se proyectarán las juntas longitudinales y transversales necesarias. El sellado de las juntas entre tableros deberá hacerse escrupulosamente, ya que en caso contrario las juntas se convierten en fuente de infiltración a las capas de apoyo de la losa provocando más tarde la falla de ésta.

En la siguiente tabla se resumen las estructuras de pavimento para las distintas áreas de pavimentos:

RESUMEN DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS PROPUESTAS

TIPO DE PAVIMENTO	AREA DE USO	ESPESORES (cm)	
RÍGIDO	INTERIOR DE LA TIENDA.	LOSA	15
		BASE	20
		SUBRASANTE	40
FLEXIBLE	VIALIDADES DE ACCESO E INTERIORES DENTRO DEL ESTACIONAMIENTO DE AUTOMÓVILES DE CLIENTES.	CARPETA	5
		BASE	20
		SUBRASANTE	40
FLEXIBLE	PARA EL ÁREA DE CAJONES DE ESTACIONAMIENTO DE VEHÍCULOS.	ADOCRETO	8
		CAMA DE ARENA	5
		BASE	15
		SUBRASANTE	30
FLEXIBLE	VIALIDAD DE CIRCULACIÓN DE TRAILERS PARA ACCESAR AL PATIO DE MANIOBRAS	CARPETA	8
		BASE	20
		SUBRASANTE	40
RÍGIDO	ÁREA DE CARGA Y DESCARGA DE DE MERCANCÍA Y PATIO DE MANIOBRAS DE TRAILERS	LOSA	17.5
		BASE	20
		SUBRASANTE	40



CONCLUSIONES.

La estructura proyectada se compone de un sótano que funcionará como estacionamiento, con nivel de piso terminado la cota 47.39, y un nivel superior de doble altura que albergará la tienda, con nivel de piso terminado la cota 51.30. Los niveles de rodamiento varían entre las cotas 48.81 y 49.21.

La estructuración de la tienda, tendrá elementos estructurales o de carga compuestos por marcos de acero separados 13.8 m entre ellos. El entrepiso será constituido por un sistema de Losa-Acero apoyada sobre un conjunto de vigas de acero estructural. Los muros perimetrales serán de block de concreto.

Con la exploración realizada, compuesta por un sondeo de Cono Eléctrico a una profundidad de 25 m, la excavación de cuatro pozos a cielo abierto y la consideración de un sondeo de Penetración Estándar a una profundidad de 35 m, se logró determinar la estratigrafía del subsuelo donde se proyecta construir la estructura.

La estratigrafía localizada en el predio se compone de un espesor de Relleno variable entre 0.3 y 1.9 m, compuesto por arcilla arenosa con pedacería de tabique de compacidad suelta a media; Costra Superficial formada por arcilla gris claro y gris verdoso, de consistencia media, desecada por efecto solar, detectada hasta los 8 m de profundidad; Serie Arcillosa Superior, formada por arcilla gris claro y gris verdoso, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda, con intercalaciones a diferentes profundidades, de vetas de arena volcánica limosa gris, detectada hasta 21 m de profundidad; finalmente entre profundidades variables de 21 a 23 m de profundidad se encuentra una capa dura con espesor medio de 1.5 m y subyaciendo se tiene una formación arcillosa inferior.

La mayor parte del material es blando o suelto, que puede ser eficientemente excavado con escropa jalada por un tractor de orugas de 90 a 110 Hp.

El nivel de aguas freáticas se detectó a profundidades variables entre 2 y 2.14 m con respecto al nivel de rodamiento de la Av. Tlahuac-Tulyehualco (cota 48.70), es decir se encuentra en la cota 46.56 aproximadamente, por lo que será necesario implementar un sistema de bombeo de achique para la excavación y alojamiento de la losa de fondo del cajón de cimentación, así como un sistema de bombeo profundo para las excavaciones y construcción de las cisternas.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F., el predio se encuentra entre la zona IIIc y IIIId, para lo cual corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 y 0.30 respectivamente. Se recomienda adoptar la condición más desfavorable, pero corresponderá al estructurista ser el responsable de escoger el valor más apropiado para este coeficiente.



Con base en las características estratigráficas encontradas y las características de esta estructura, se considera que la cimentación más apropiada sería un *Cajón de Cimentación* que conforme el semisótano para estacionamiento, y *Pilotes de Fricción* por debajo de la losa de fondo, lo anterior debido a que los materiales que subyacen son de baja resistencia y alta deformabilidad, y los depósitos arcillosos se encuentran en condiciones normalmente consolidadas, por tal razón la carga neta que puede transmitirse al subsuelo no puede exceder a 0.5 ton/m^2 , de lo contrario se tendrán asentamientos mayores a los permisibles por el Reglamento de Construcción.

La carga admisible en condiciones estáticas de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 23.5 de longitud efectiva es de $Q_{\text{adm-estáticas}}=74 \text{ Ton}$, y en condiciones dinámicas de $Q_{\text{adm-dinámicas}}=98 \text{ Ton}$.

Debe considerarse que los pilotes se distribuyan en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en columnas. Una vez determinado el número de pilotes $N_{\text{diseño}}$ que necesita el proyecto se debe comprobar que la densidad de pilotes no sea mayor a la máxima permitida con el fin de evitar emersión del conjunto de pilotes debido al hundimiento regional.

Con el análisis efectuado se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 5 cm, aproximadamente.

El proceso constructivo recomendado bastará para garantizar la seguridad y estabilidad de las excavaciones y la construcción de la estructura, aunque es importante considerar la supervisión de especialistas que controlen los trabajos y observen que se cumplan las especificaciones establecidas.

Garantizar la seguridad y funcionalidad de un estructura como la proyectada, debe ser la máxima prioridad de aquellas personas responsables de su construcción.



BIBLIOGRAFIA

Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.

Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.

Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 2004.

El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TOC geotecnia, 1989.

Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.

Mecánica de Suelos Tomo Z Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.

El Cono en la Exploración Geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue, Efraín Ovando. TGC Geotecnia S. A. 1989.