

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

**“PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA EXCAVACIÓN EN ZONA III
DEL DISTRITO FEDERAL”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

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

PRESENTA:

JUAN ENRIQUE UVERA QUINTERO

**Director de Tesis
Héctor Sanginés García**

MEXICO, D.F.

2015



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor

JUAN ENRIQUE UVERA QUINTERO

Presente

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/162/2013**

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA EXCAVACIÓN EN ZONA III DEL DISTRITO FEDERAL."

INTRODUCCIÓN

- I. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS**
- II. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA EXCAVACIÓN**
- III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**
- IV. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 27 de Octubre de 2014

EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS:MTH

Introducción	1
1 Estudios de mecánica de suelos.....	5
1.1 Datos de proyecto.....	
1.2 Trabajos de exploración	7
1.3 Pruebas de laboratorio.....	7
1.4 Estratigrafía y propiedades.....	8
2 Revisión de la seguridad de la excavación.....	9
2.1 Estados límite de falla	10
2.2 Estados límite de servicio	14
3 Procedimiento Constructivo	17
3.1 Recomendaciones de construcción.....	18
3.2 Procedimiento y equipo de excavación.....	22
3.3 Proceso constructivo en excavaciones profundas	24
4 Conclusiones.....	26
Bibliografía.....	29
Anexos.....	31

Introducción

En la construcción de todo tipo de obras civiles, se demanda un buen control de calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de la construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo.

Los suelos son un material complejo, debido a su diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos presentes en el lugar donde se localizan.

Es nuestra responsabilidad como Ingenieros, el estudiar dicho comportamiento así como la interacción del suelo con cualquier tipo de estructura.

La mecánica de suelos es la ciencia, que integra de forma sistemática y organizada los estudios que nos permiten obtener datos firmes y confiables del suelo. Estos datos proveen una concepción razonable de las propiedades físicas del suelo.

En la presente tesis se va a estudiar el caso de una excavación aproximada de 5 m de profundidad, en la zona III de las Normas Técnicas complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para la revisión de la seguridad del terreno de cimentación de un edificio que se pretende construir en la zona III del Distrito Federal.

En los siguientes incisos se presentan los datos de proyecto, los trabajos de exploración, las pruebas de laboratorio, y la estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas.

La estructura consiste en un edificio de 7 plantas tipo para departamentos y 3 niveles para estacionamiento.

La subestructura estará formada por un cajón de cimentación de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 4.8 m (considerando un espesor de losa de cimentación de 0.3 m y un nivel de piso terminado del tercer nivel de estacionamiento de - 4.5 m).

Se estimó un peso unitario máximo del edificio $PUM_{max} = 92.5 \text{ kPa}$ ($\approx 9.25 \text{ t/m}^2$) y un momento de volteo máximo por sismo $M = 167 \text{ 123 kN.m}$. Se estimó además un peso unitario medio $PUM = 78.6 \text{ kPa}$.

En el capítulo 1 se presenta el estudio de mecánica de suelos que se realizó para poder hacer la excavación de forma segura y económica, se presenta también la estratigrafía del sitio.

En el capítulo 2 se realiza los cálculos de la seguridad por estado límite de falla, el empuje de tierra y el estado límite de servicio para la determinación de las expansiones y asentamientos que sufriría tanto la excavación como la estructura.

En el capítulo 3 trata de los procedimientos constructivos que se deben realizar

Para llevar a cabo la excavación. Así como, el equipo de excavación y los procesos que se deben de llevar a cabo en excavaciones semiprofundas.

Al final se presentan las conclusiones del trabajo.

1 Estudios de mecánica de suelos

Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para la revisión de la seguridad del terreno de cimentación de un edificio que se pretende construir en la zona III del Distrito Federal. En los siguientes incisos se presentan los datos de proyecto, los trabajos de exploración, las pruebas de laboratorio, y la estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas.

1.1 Datos de proyecto

La estructura consiste en un edificio de 7 plantas tipo para departamentos y 3 niveles para estacionamiento. La subestructura estará formada por un cajón de cimentación de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 4.8 m (considerando un espesor de losa de cimentación de 0.3 m y un nivel de piso terminado del tercer nivel de estacionamiento de - 4.5 m).

Se estimó un peso unitario máximo del edificio $PUMax = 92.5 \text{ kPa}$ ($\approx 9.25 \text{ t/m}^2$) y un momento de volteo máximo por sismo $M = 167 \text{ 123 kN.m}$. Se estimó además un peso unitario medio $PUM = 78.6 \text{ kPa}$.

1.2 Trabajos de exploración

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado (sondeo SM-1), llevado hasta una profundidad de 37.5 m. La ubicación del sondeo se muestra en la figura 1.

La estratigrafía encontrada en el sondeo SM-1 se indica en la tabla 1.

El nivel de agua freática (NAF) se encontró a una profundidad de 2.35 m.

1.3 Pruebas de laboratorio

Las muestras extraídas del sondeo se sometieron a las siguientes pruebas de laboratorio:

- Contenido natural de agua
- Clasificación visual y al tacto
- Granulometría
- Límites de plasticidad
- Compresión triaxial no consolidada-no drenada

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en la tabla 1.

1.4 Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades encontradas en el sondeo SM-1 se muestran en la tabla 1.

De acuerdo con el perfil estratigráfico de la tabla 1, el subsuelo en el sitio corresponde a la zona III (zona del lago) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con una costra superficial formada por estratos de arcilla limosa, arena fina, arena de pómez y arcilla, de consistencia blanda, hasta una profundidad de 5.4 m. Subyace la formación arcillosa superior, constituida por arcilla limosa y limo arcilloso de consistencia muy blanda, intercalados con lentes de arena y vidrio volcánico, hasta una profundidad de 35.65 m, seguido de la capa dura formada por vidrio volcánico y limo arenoso hasta la máxima profundidad explorada de 37.5 m.

El nivel de agua freática (NAF) se encontró a una profundidad de 2.35 m.

2 Revisión de la seguridad de la excavación

Dadas las características del edificio y del subsuelo bajo el predio, la cimentación más conveniente es a base de una compensación parcial.

Para el cálculo de los estados límite de falla y de servicio se consideró al suelo como puramente cohesivo.

2.1 Estados límite de falla

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que en suelos cohesivos se debe verificar la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v$$

Sean $q_{ult} = \Sigma Q F_c / A$

$$q_R = c_u N_c F_R + p_v$$

Se debe cumplir $q_{ult} < q_R$

En las expresiones anteriores:

$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$

$\Sigma QF_c/A = q_{ult}$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, dividida entre el área de la cimentación, afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga = $92.5 (1.4) = 129.5$ kPa

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = 74.01 kPa

c_u = cohesión aparente = 30 kPa

N_c es el coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L) = 6.39$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D es la profundidad que penetra el cimiento en el estrato de apoyo. En caso de que D/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

Sustituyendo valores

$$q_R = 200.8 \text{ kPa}, q_{ult} = 129.5 \text{ kPa}$$

Por lo tanto $q_{ult} < q_R$ *Cumple*

Segunda combinación de acciones. Acciones permanentes más acciones variables, más acciones accidentales

Esta revisión es similar a la de la primera combinación de acciones, con la diferencia que se considera el momento de volteo sísmico de 167 123 kN.m, y se emplea un factor de carga $F_c = 1.1$. La cimentación se revisa con dimensiones virtuales reducidas B' y L' dadas por

$$B' = B - 2e_x = 14.63 \text{ m}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 3.09 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 26.27 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 0.93 \text{ m}$$

Sustituyendo valores

$$q_{ult} = 154.9 \text{ kPa}$$

$$q_R = 198.5 \text{ kPa}$$

Por lo tanto $q_{ult} < q_R$ *Cumple*

Empuje de tierras

La presión horizontal efectiva se puede calcular empleando un coeficiente de empuje en reposo de 0.6, al que hay que agregar el efecto de una sobrecarga de 50 kPa, dando las presiones horizontales (sin factor de carga) sobre el muro del cajón de concreto reforzado que se indican a continuación:

Profundidad	Empuje horizontal
m	kPa
0	25.00
0.9	30.19
1.55	34.92
1.8	36.92
2.35	41.59
2.7	46.28
3.6	58.46
4.3	67.91
4.8	74.02

2.2 Estados límite de servicio

2.2.1 Expansiones instantáneas por excavación

Para el cálculo de la expansión inmediata bajo el centro de la planta de la cimentación, producida por la excavación (descarga = 74.01 kPa), se utilizó la teoría de la elasticidad (El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta_z = (H/E_s) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)].$$

Los valores de módulo de elasticidad se estimaron a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio. Se obtuvo una expansión inmediata de 12.6 cm, la cual resulta menor que la expansión permisible de 15 cm que establece la tabla II de las Normas de Cimentaciones del RCDF.

δ_z = Asentamiento instantáneo por expansión

H = espesor del estrato

E_s = Módulo de deformación de expansión

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ = Incrementos de esfuerzo en z, x e y en la masa del suelo

ν = Relación de Poisson

2.2.2 Asentamiento inmediato por compresión

Debido a una reaplicación de carga de 74.01 kPa se produce un asentamiento inmediato por recompresión, el cual es aproximadamente igual a la expansión inmediata (12.6 cm), ya que la pérdida de energía por el fenómeno de histéresis es prácticamente despreciable.

2.2.3 Asentamiento inmediato por compresión

Debido a un incremento neto de carga de $92.5 - 74.01 = 18.49$ kPa, se determinó un hundimiento inmediato por compresión de 4.1 cm.

2.2.4 Asentamiento diferido

A partir de un incremento neto de carga de $78.6 - 74.01 = 4.59$ kPa, se calculó el asentamiento diferido considerando valores del módulo de compresibilidad volumétrica ($\Delta H = m_v \Delta p_H$), obtenidos a partir de correlaciones estadísticas, con lo que se calculó un hundimiento a largo plazo de 1.4 cm.

ΔH = asentamiento diferido

m_v = Módulo de compresibilidad volumétrica

Δp = Incremento de esfuerzo en dirección vertical

H = espesor del estrato

2.2.5 Asentamiento total

El hundimiento de la cimentación será la suma de los asentamientos por compresión inmediata y por compresión diferida, es decir, $\delta = 4.1 + 1.4 = 5.5$ cm, el cual resulta menor que el hundimiento permisible de 15 cm para cuando existen construcciones colindantes (tabla II, Normas de Cimentaciones).

3 Procedimiento Constructivo

3.1 Recomendaciones de construcción

Durante la construcción del cajón no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad natural del estrato de apoyo de la cimentación. En este sentido, conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f_c' = 70 \text{ kg/cm}^2$, de 4 cm de espesor, inmediatamente después de llegar al fondo de la excavación.

Las paredes de la excavación deberán protegerse con un muro de concreto reforzado (ademe) con malla electrosoldada 4x4-4/4, el cual deberá recibir la estructura de cimentación de las construcciones colindantes. O por medio de un muro Milán.

La excavación deberá llevarse a cabo por partes (tres etapas), como se indica a continuación:

En la etapa 1 (figura 2) el terreno se excavará hasta los 4.8 m de profundidad, protegiendo la pared de las calles con un muro de concreto reforzado con malla electrosoldada 6x6-6/6, de 10 cm de espesor y $f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$, troquelado como se muestra en la figura 3. Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas de acero W200, 206x102:

- Alma: altura total 206 mm, espesor 6.22 mm
- Patín: ancho 102 mm, espesor 8 mm
- $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- La placa de apoyo será de acero $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, cuadrada de 18 cm de lado y 1.5 cm de espesor. Deberá soldarse a las vigas de acero

Los troqueles deberán colocarse con una separación horizontal entre ellos de 3 m

Al llegar al fondo del corte, deberán excavarse pozos de alivio de presión, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 4; sus características se indican en las figuras 5 y 6. Cada pozo de alivio se rellenará con material de filtro, cuya granulometría se muestra en la zona sombreada de la figura 7. Se colarán la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento, con sus respectivas columnas y los muros perimetrales de concreto reforzados del cajón de cimentación del edificio, colindantes a las calles.

A continuación se excavará la etapa 2 (figura 2), recibiendo la cimentación de los edificios colindantes con un muro de concreto reforzado (ademe) con malla electrosoldada 4x4-4/4, de 15 cm de espesor y $f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$, troquelado contra las losas ya

construidas (figura 8). Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas metálicas.

Al llegar al fondo del corte, deberán excavarse pozos de alivio de presión, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 4; sus características se indican en las figuras 5, 6 y 7. Se colarán la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento, y los muros perimetrales de concreto reforzado del cajón de cimentación del inmueble, a lo largo de la colindancia con los edificios vecinos.

Después se excavará la etapa 3 (figura 2), recibiendo la cimentación de los edificios colindantes con un muro de concreto reforzado con malla electrosoldada 4x4-4/4, de 15 cm de espesor y $f_c' = 200$ kg/cm², troquelado contra las losas ya construidas (figura 8). Los elementos que se usen como troqueles deberán ser vigas metálicas.

Al llegar al fondo del corte, deberán excavarse pozos de alivio de presión, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 4; sus características se indican en las figuras 5, 6 y 7. Se colarán la losa de cimentación y las dos losas de estacionamiento, y los muros perimetrales de concreto reforzado del cajón de cimentación del inmueble, a lo largo de la colindancia con los edificios vecinos.

Los pozos de alivio de presión deberán sellarse hasta que se alcance el nivel 4 de edificio (NPT +12.00 m).

El agua que escurra hacia el fondo de la excavación se desalojará mediante un bombeo de achique. En las figuras 9, 10 y 11 se muestran las características de este bombeo, para las diferentes etapas. La pendiente de los subdrenes será de 3% hacia el pozo de bombeo. En la figura 12 se muestra la geometría del subdrén; el material de filtro deberá tener una curva granulométrica que quede dentro de la zona sombreada de la figura 7.

Se recomienda que se lleven a cabo nivelaciones de los edificios colindantes, con puntos de control colocados en los muros del primer entresuelo de cada inmueble, separados entre sí cada 5 m.

Durante la excavación y construcción de la estructura de cimentación se nivelarán estos puntos cada tercer día, y durante la construcción de la superestructura la nivelación deberá hacerse cada semana. Deberán hacernos llegar de inmediato las magnitudes de los desplazamientos verticales y de los hundimientos diferenciales de los edificios colindantes, resultado de estas nivelaciones, para tomar, en su caso, las medidas correctivas necesarias.

3.2 Procedimiento y equipo de excavación.

Como primer paso en la construcción de cimentaciones, se encuentra la excavación del suelo o roca que yace bajo la superficie y por encima del nivel de dicha cimentación. Por lo tanto las excavaciones tienen como función preparar el terreno para la futura construcción del sistema de cimentación propuesto.

Estas excavaciones son de poca profundidad y en lugar de sostener el material circundante con elementos externos, se sostiene por medio de taludes diseñados en la misma excavación.

Cuando la excavación es profunda o el terreno es muy suelto, las paredes de la excavación pueden derrumbarse, para prevenir esto, es necesario ademar las paredes este proceso consiste en colocar ademes, que son una especie de moldes, que evitan el derrumbe de las paredes, o a través de muro Milán.

La excavación se realiza generalmente con máquina, puesto que es común encontrar anchos considerables y grandes volúmenes de material a mover.

Cada uno de los tipos de excavación tiene un método de apuntalamiento, por esta razón se considera que un buen método es aquel que reduce al máximo las deformaciones y protege lo mejor posible las construcciones y estructuras vecinas a la excavación e inclusive el interior de la misma excavación.

Debido a condiciones de linderos y reducción en las áreas de trabajo para las construcciones, es común encontrar frentes de excavaciones verticales en los cuales es recomendable apuntalar. En el caso de excavaciones poco profundas se utilizan tablonés alrededor de la excavación unidos por medio de vigas perimetrales denominadas largueros soportadas entre ellas por los puntales.

El apuntalamiento consiste en sostener el material adyacente a la excavación con el fin de reducir al máximo los efectos inevitables que una intervención de este tipo conlleva. Estos efectos se producen debido al cambio de esfuerzo en el suelo y comúnmente se presentan en forma de hundimientos y deformaciones.

Para la excavación se utiliza maquinaria de tipo pesado como:

- a) Retroexcavadora
- b) Cargador frontal
- c) Almeja
- d) Camiones para retiro de material

El equipo necesario es:

- a) Palas
- b) Picos
- c) Marros
- d) Carretillas

En el anexo se presentan fotografías correspondientes al proceso constructivo, al equipo y maquinaria utilizado en las excavaciones.

3.3 Proceso constructivo en excavaciones profundas

Para este caso, es común la utilización de las tablestacas, pilotes metálicos en forma de "H" e inclusive muros pantalla en concreto. El proceso más común en estos casos es el de hincar las tablestacas y trabarlas para luego retirar el material del interior.

Las tablestacas son elementos metálicos, generalmente de acero que se hincan y se traban entre ellos para formar un muro.

Los tipos de tablestacas más comunes son:

- a) De alma plana, utilizados generalmente para excavaciones poco profundas

- b) De alma curva, utilizados generalmente para excavaciones medianamente profundas
- c) Con forma de Z utilizadas en excavaciones muy profundas donde soportan presiones muy altas

En el caso de los muros Milán, el procedimiento a seguir consiste en la excavación, la cual se estabiliza con bentonita, posteriormente se coloca el concreto por medio de un tubo (TREMIE), para evitar la segregación y oquedades en el concreto. Cuando el concreto comienza a entrar, la bentonita comienza a salir y puede ser captada nuevamente o reutilizada en una excavación siguiente. Se realiza por medio de tableros, en tramo de zanja que se profundiza, con una excavadora vertical tipo almeja.

4 Conclusiones.

De lo tratado en los capítulos anteriores se obtienen las siguientes conclusiones:

- a) Para realizar la excavación se requiere de estudios e investigación del subsuelo. El predio en cuestión tiene las siguientes características.

El subsuelo en el sitio corresponde a la zona III (zona del lago) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con una costra superficial formada por estratos de arcilla limosa, arena fina, arena de pómez y arcilla, de consistencia blanda, hasta una profundidad de 5.4 m. Subyace la formación arcillosa superior, constituida por arcilla limosa y limo arcilloso de consistencia muy blanda, intercalados con lentes de arena y vidrio volcánico, hasta una profundidad de 35.65 m, seguido de la capa dura formada por vidrio volcánico y limo arenoso hasta la máxima profundidad explorada de 37.5 m.

- b) El nivel de agua freática (NAF) se encontró a una profundidad de 2.35 m.
- c) La cimentación del edificio se puede resolver mediante el empleo de un cajón rígido de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 4.8 m.

Esta solución cumple con la seguridad para los estados límite de falla y de servicio. Para lo cual fue necesario realizar una excavación.

- d) La excavación se deberá realizar por etapas, para garantizar la seguridad de las colindancias, así como evitar una expansión excesiva.
- e) Para evitar el efecto de subpresión se colocaran pozos de alivio.
- f) Para el trabajo en seco se deberá canalizar el agua a un cárcamo de bombeo.
- g) El Bombeo solamente será de achique.
- h) Para la excavación se utilizará maquinaria de tipo pesado como:

Retroexcavadora, cargador frontal, almeja y camiones para retiro de material.

Bibliografía.

A Deméneghi C, M Puebla C, H Sanginés G. "Apuntes de Análisis y diseño de cimentaciones". Facultad de Ingeniería, UNAM. 2008.

E Juárez B, A Rico R. "Mecánica de suelos, Tomo 1". Limusa, 1999

E Juárez B, A Rico R. "Mecánica de suelos, Tomo 2". Limusa, 1999

A Deméneghi C, H Sanginés G. "Estudio de Mecánica de Suelos". 2013

A Deméneghi C, R Magaña T, H Sanginés G. "Fundamentos de Mecánica del Medio Continuo". Facultad de Ingeniería, UNAM. 2010.

E Santoyo V, J A Segovia P. "Manual de Construcción Geotécnica tomo I, Muros Milán". Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos México, 2002.

"Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal". México, 2007.

Anexos

TABLA 1 (a)

SONDEO SM - 1

OBRA: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

UBICACIÓN: Zona III

MÉXICO, D F

Estrato	Profundidad de a		Descripción	No. de golpes	Compacidad o consistencia	Contenido de agua	Gs	Resistencia en compresión simple qu	Cohesión cu	γ
	m			N		%		kg/cm2	kg/cm2	kN/m3
1	0	0.90	Relleno de arcilla limosa café oscuro	4.00	Blanda	55.70	2.53	0.50		11.54
2	0.90	1.55	Arcilla limosa café	4.00	Blanda	37.10	2.53	0.50		14.54
3	1.55	1.80	Arena fina café	4.00	Suelta	34.20	2.53	0.50		16.00
4	1.80	2.70	Arcilla limosa café	2.00	Blanda	39.98	2.53	0.25		17.27
5	2.70	3.60	Arcilla limosa negra	2.00	Blanda	97.96	2.53	0.25		17.18
6	3.60	4.30	Arena pómez gris oscuro	---		41.01	2.53			14.65
7	4.30	5.35	Arcilla gris verde	1.00	Muy blanda	82.93	2.53	0.20		16.14
8	5.35	5.40	Arena pómez gris café			54.24	2.53			12.98
9	5.40	8.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	1.00	Muy blanda	147.33	2.55	0.20	0.10	13.29
10	8.40	11.40	Arcilla de alta plasticidad café	1.00	Muy blanda	331.28	2.53	0.52	0.26	11.48
11	11.40	14.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	1.00	Muy blanda	278.38	2.53	0.20		11.68
12	14.40	16.20	Arcilla gris verdoso, con lente de arena	2.00	Blanda	75.53	2.52	1.59	0.80	14.73
13	16.20	19.80	Arcilla de alta plasticidad café verdoso	1.00	Muy blanda	326.46	2.54	0.82	0.41	13.39
14	19.80	21.00	Arcilla café verdoso	1.00	Muy blanda	204.29	2.53	0.20		12.24
15	21.00	21.60	Arcilla gris verdoso con lente de arena	3.00	Blanda	70.42	2.53	0.38		15.21
16	21.60	23.55	Arcilla gris verdoso	1.00	Muy blanda	265.12	2.53	0.20		11.76
17	23.55	23.80	Vidrio volcánico	4.00	Suelto	---	2.53	0.50		15.80
18	23.80	26.55	Limo de alta plasticidad gris verdoso	1.00	Muy blanda	241.76	2.51	1.14	0.57	12.44
19	26.55	27.00	Vidrio volcánico	3.00	Suelto	---	2.53			15.80
20	27.00	27.75	Arcilla café oscuro	1.00	Muy blanda	266.29	2.53	0.20		11.75
21	27.75	28.00	Arcilla café verdoso	4.00	Blanda	200.00	2.53	0.50		12.29
22	28.00	28.80	Arcilla café verdoso con lentes de arena	4.00	Blanda	55.54	2.53			16.05
23	28.80	29.40	Arcilla café rojizo	3.00	Blanda	140.83	2.53	5.00		13.10
24	29.40	31.80	Limo de alta plasticidad gris verdoso	3.00	Blanda	239.52	2.53	1.58	0.79	11.89
25	31.80	32.40	Arcilla café verdoso	1.00	Muy blanda	366.02	2.53	0.20		11.27
26	32.40	32.85	Arcilla café verdoso	1.00	Muy blanda	260.44	2.53	0.20		11.79
27	32.85	33.00	Lente de arena fina	4.00	Suelta	59.45	2.53	0.50		15.80
28	33.00	33.60	Arcilla café oscuro	5.00	Media	274.52	2.53	0.63		11.70
29	33.60	34.20	Arcilla café oscuro con lente de arena fina	10.00	Firme	403.45	2.53	1.14		11.15
30	34.20	35.65	Arcilla café oscuro	3.00	Blanda	144.71	2.53	0.38		13.03
31	35.65	36.00	Vidrio volcánico	24.00	Semicompacto	42.65	2.53	2.13		17.03

Profundidad del nivel de agua freática = 2.35 m

N = No. de golpes de la prueba de penetración estándar

Gs = densidad de sólidos

γ = peso volumétrico del suelo en estado natural

S = % de arena

F = % de finos

TABLA 1 (b)

SONDEO SM - 1

OBRA: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

UBICACIÓN: Zona III

MÉXICO, D F

Estrato	Profundidad de	Descripción	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Arena	% Finos	Módulo no drenado, Eu	Módulo elástico, Ee
	m			%	%	%	S	F	kPa	kPa
1	0	0.90	Relleno de arcilla limosa café oscuro						3761.54	4890.00
2	0.90	1.55	Arcilla limosa café						3723.08	4840.00
3	1.55	1.80	Árena fina café							
4	1.80	2.70	Arcilla limosa café							
5	2.70	3.60	Arcilla limosa negra							
6	3.60	4.30	Árena pómez gris oscuro				42.9	57.1		
7	4.30	5.35	Arcilla gris verde						1514.00	1968.20
8	5.35	5.40	Árena pómez gris café						3247.00	4221.10
9	5.40	8.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	MH	88.1	55.8	32.3		3247.00	4221.10
10	8.40	11.40	Arcilla de alta plasticidad café	CH	209.6	59.0	150.6		7457.00	9694.10
11	11.40	14.40	Limo de alta plasticidad verde olivo	MH	179.3	55.2	124.1		3247.00	4221.10
12	14.40	16.20	Arcilla gris verdoso, con lente de arena						3247.00	4221.10
13	16.20	19.80	Arcilla de alta plasticidad café verdoso	CH	467.7	69.7	398.0		7457.00	9694.10
14	19.80	21.00	Arcilla café verdoso				9.6	90.4	5970.00	7761.00
15	21.00	21.60	Arcilla gris verdoso con lente de arena				27.7	72.3		
16	21.60	23.55	Arcilla gris verdoso						5970.00	7761.00
17	23.55	23.80	Vidrio volcánico				8.3	91.7		
18	23.80	26.55	Limo de alta plasticidad gris verdoso	MH	350.9	130.9	220.0		5970.00	7761.00
19	26.55	27.00	Vidrio volcánico						9170.00	11921.00
20	27.00	27.75	Arcilla café oscuro						9170.00	11921.00
21	27.75	28.00	Arcilla café verdoso						9170.00	11921.00
22	28.00	28.80	Arcilla café verdoso con lentes de arena						9170.00	11921.00
23	28.80	29.40	Arcilla café rojizo						5970.00	7761.00
24	29.40	31.80	Limo de alta plasticidad gris verdoso	MH	216.2	100.0	116.2		5970.00	7761.00
25	31.80	32.40	Arcilla café verdoso							
26	32.40	32.85	Arcilla café verdoso							
27	32.85	33.00	Lente de arena fina						9170.00	11921.00
28	33.00	33.60	Arcilla café oscuro						9170.00	11921.00
29	33.60	34.20	Arcilla café oscuro con lente de arena fina							
30	34.20	35.65	Arcilla café oscuro						9170.00	11921.00
31	35.65	36.00	Vidrio volcánico							

Profundidad del nivel de agua freática = 2.35 m

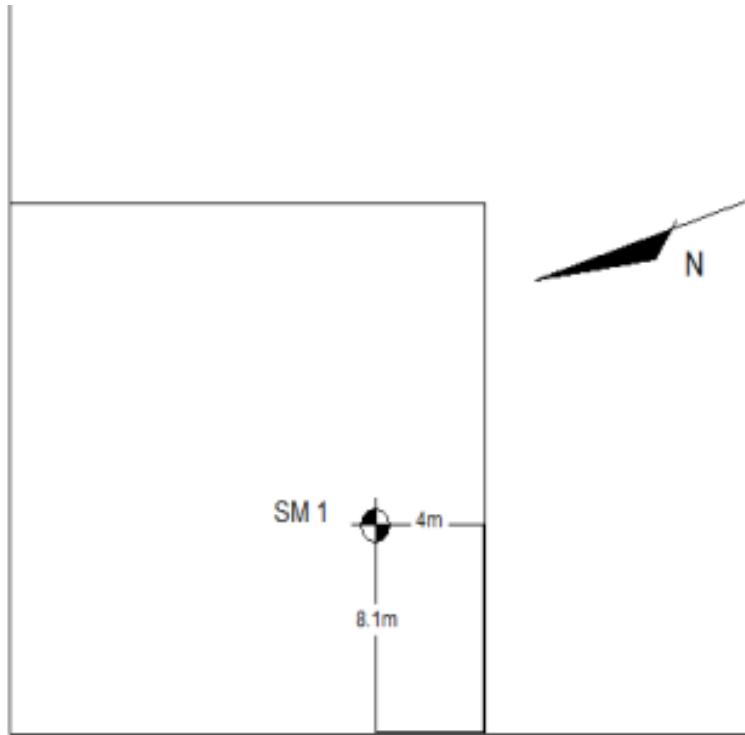
N = No. de golpes de la prueba de penetración estándar

Gs = densidad de sólidos

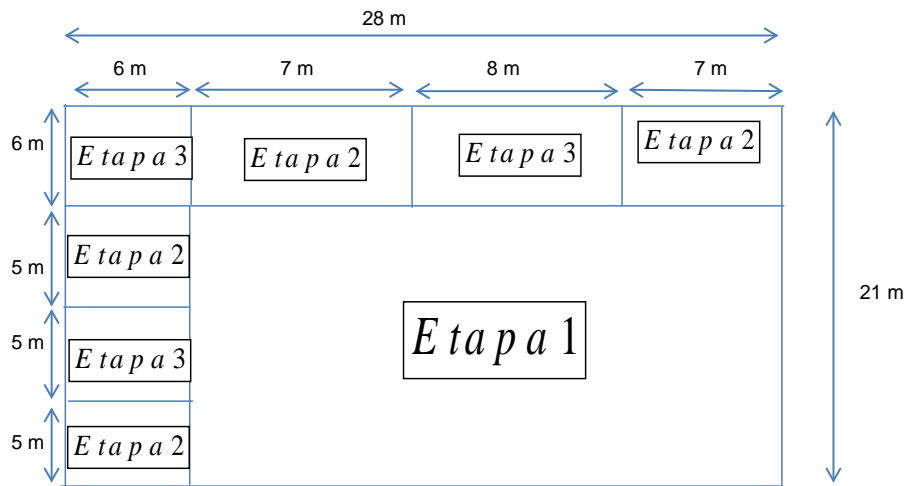
γ = peso volumétrico del suelo en estado natural

S = % de arena

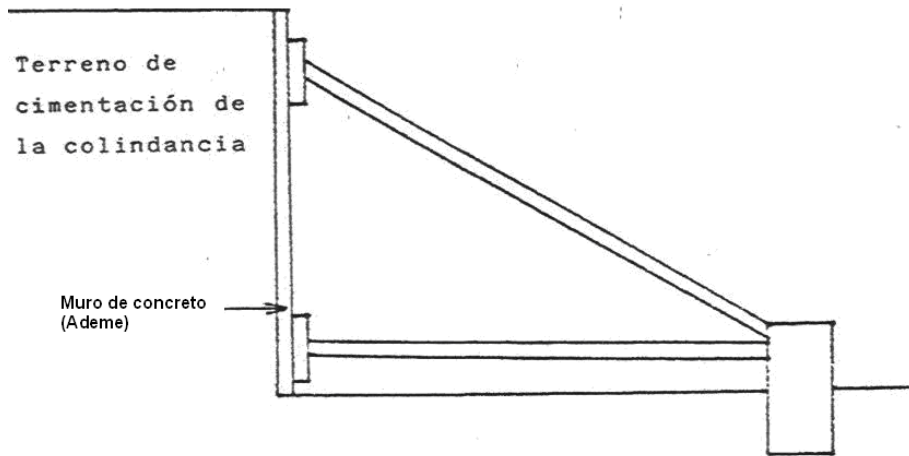
F = % de finos



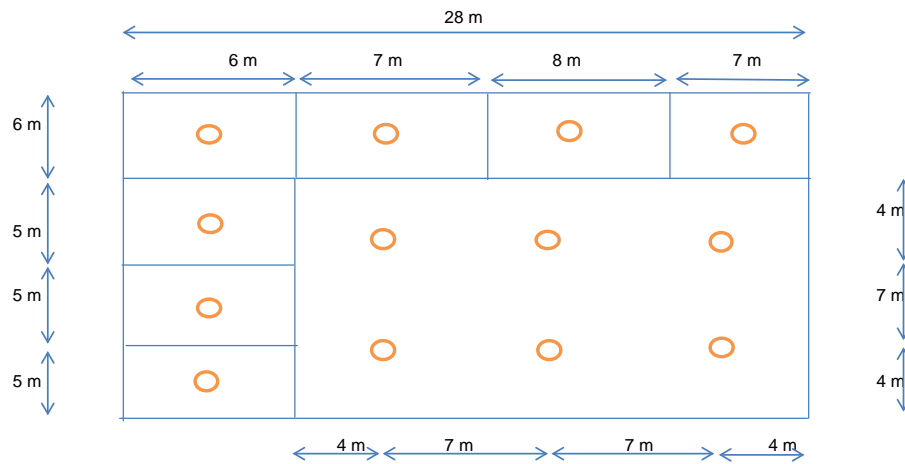
CROQUIS DE LA LOCALIZACIÓN DEL SONDEO SM-1
FIGURA 1



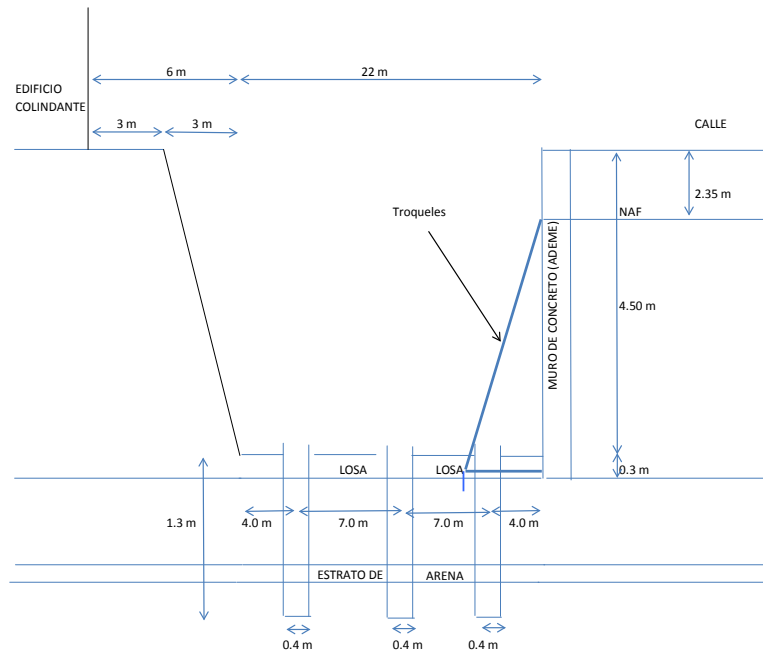
ETAPAS DE EXCAVACIÓN
FIGURA 2



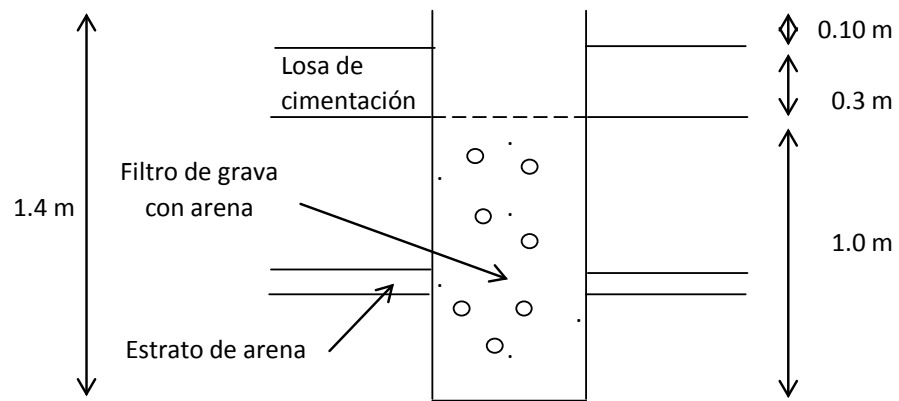
PROTECCIÓN DE LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN
FIGURA 3



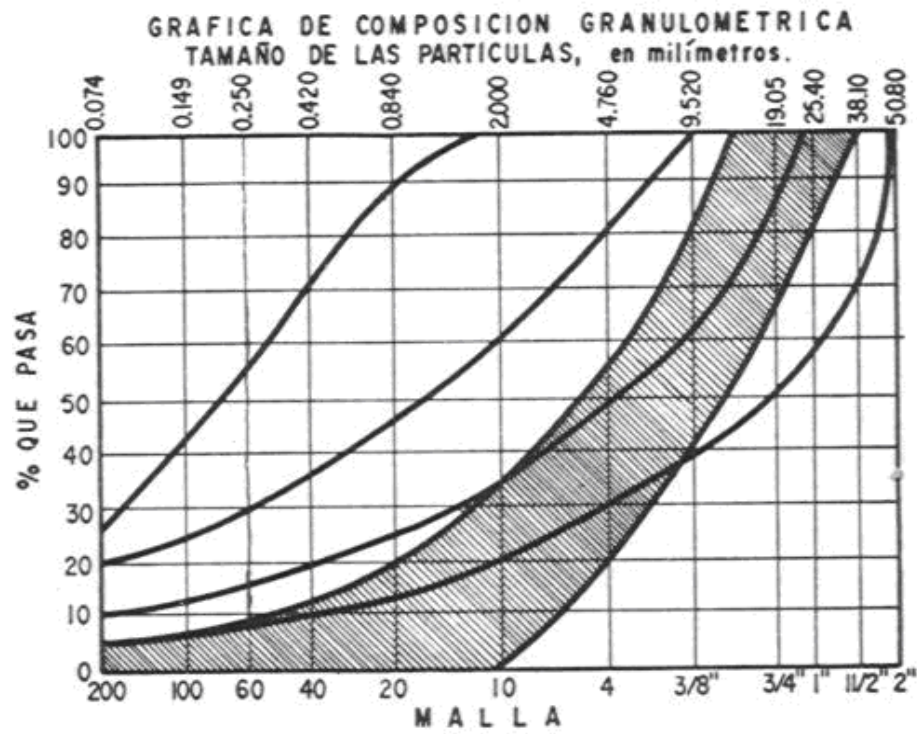
UBICACIÓN DE LOS POZOS DE ALIVIO DE PRESIÓN
 FIGURA 4



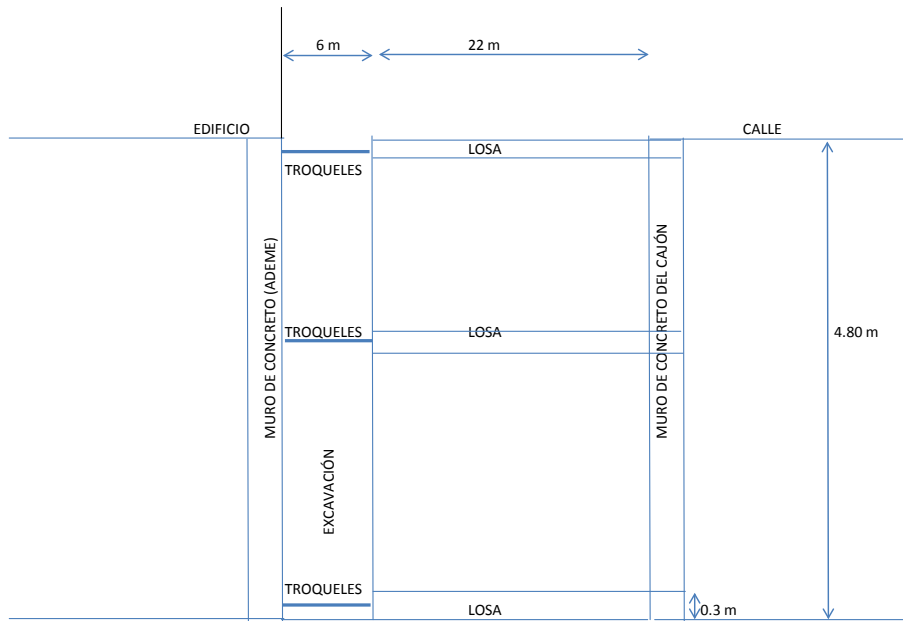
POZOS DE ALIVIO DE PRESIÓN
FIGURA 5



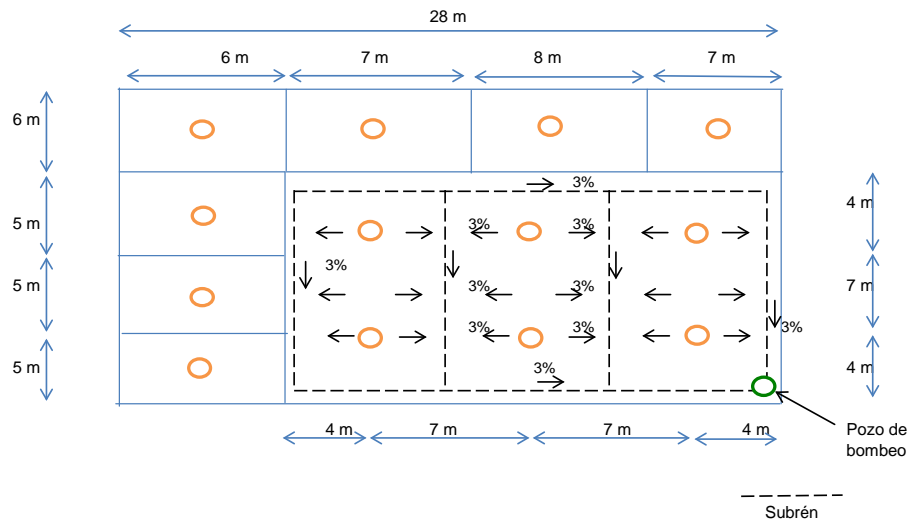
CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE ALIVIO DE PRESIÓN
FIGURA 6



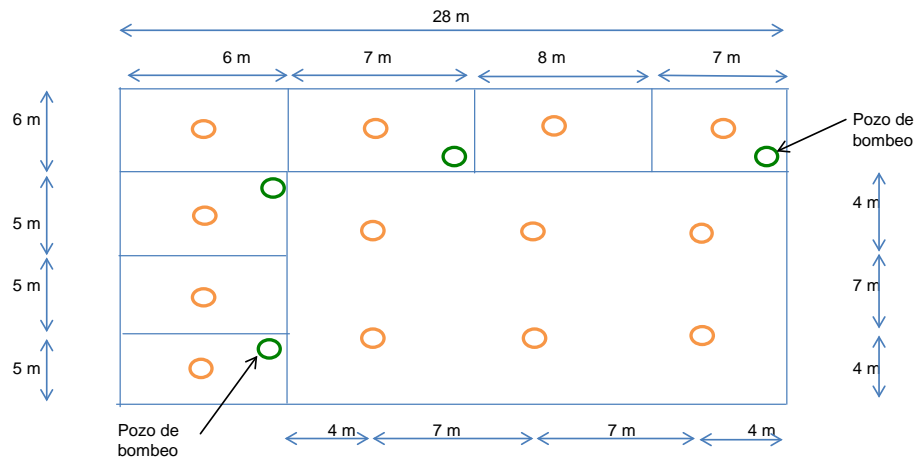
CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE FILTRO
FIGURA 7



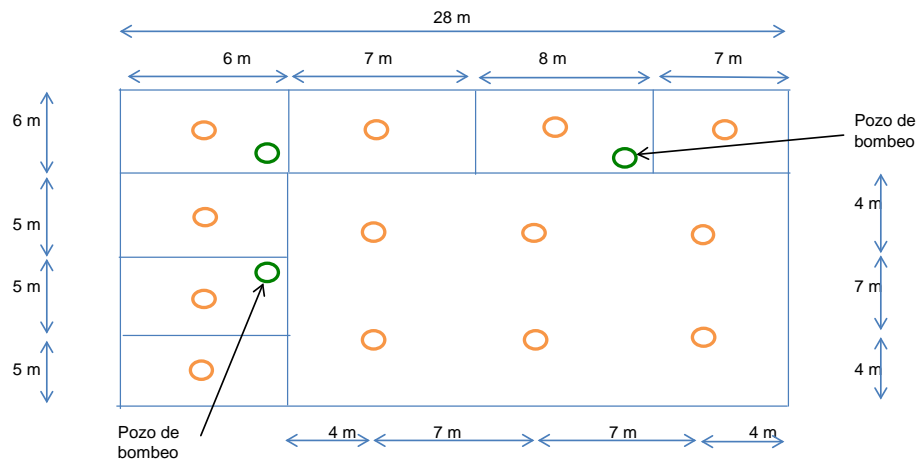
ETAPAS 2 Y 3. PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS
 COLINDANTES
 FIGURA 8



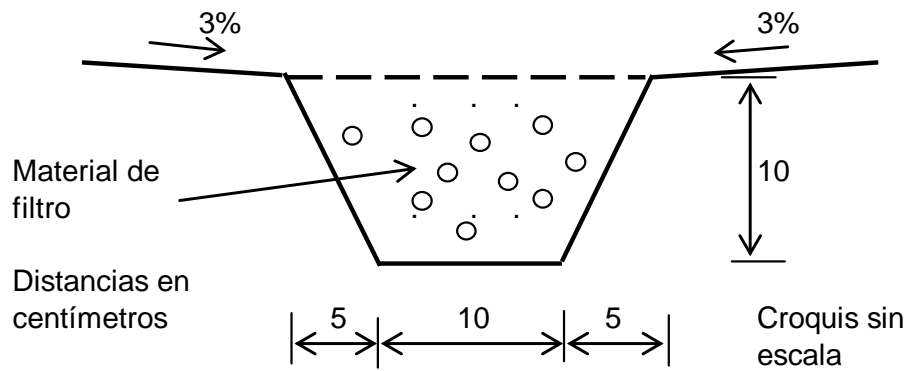
BOMBEO DE ACHIQUE
 PRIMERA ETAPA
 FIGURA 9



BOMBEO DE ACHIQUE
 SEGUNDA ETAPA
 FIGURA 10



BOMBEO DE ACHIQUE
 TERCERA ETAPA
 FIGURA 11

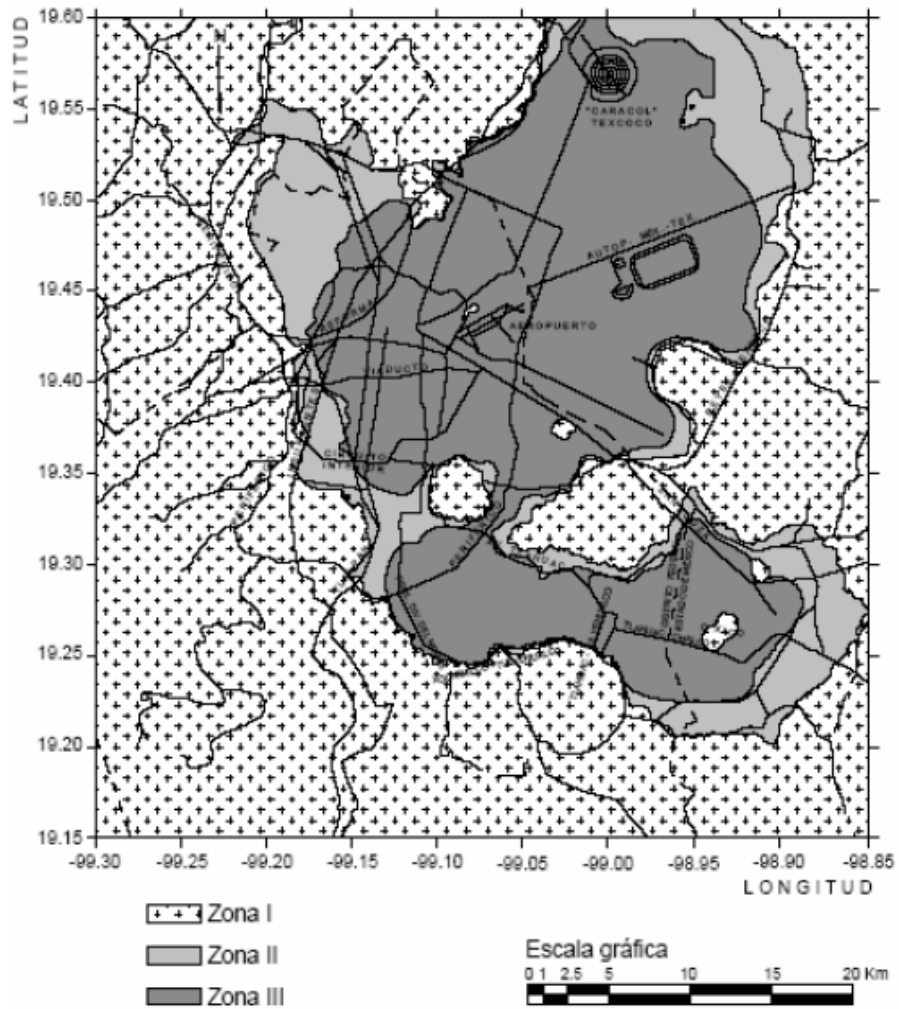


CARACTERÍSTICAS DEL SUBDRÉN

FIGURA 12

1ra combinación de acciones												
No	cu	B	L	D	pv	FR	fc	Nc	qR	q	Fc	quit
	kPa	m	m	m	kPa				kPa	kPa		kPa
	30.00	20.81	28.12	4.8	66.69	0.7	1.24267525	6.3873508	200.8207759	92.5	1.4	129.5
2da combinación de acciones												
Losa o zapata aislada												
No	cu	B	L	Df	pv	FR	fc	qR	SQ	A'	Fc	quit
	kPa	m	m	m	kPa			kPa	kN	m2		kPa
	30.00	20.81	28.12	4.8	66.69	0.7	1.22126331	198.5117297	54128.891	384.424863	1.1	154.885352
SQ	hc	c	Q	c'	S	M _y	M _x	e _y	B'	L'		
kN	m				kN	kN.m	kN.m	m	m	m		
54128.891	24.7	0.4	1.6	0.25	13532.2228	167122.951	50136.8853	3.0875	0.92625	14.635	26.2675	

Empuje de tierras		Empuje de tierras											
Profund Profint	Estrato Profmedia	Gamma	H	Gamma*H	pv	yw	NAF	uw	pv	q	p+q	Ko	Ko(p+q)+u
m	m	kN/m3	m	kPa	kPa	kN/m3	m	kPa	kPa	kPa	kPa		kPa
0	0									50	50	0.5	25
0.90	1	11.54	0.9	10.3859582	10.3859582	9.81	2.35	0	10.3859582	50	60.3859582	0.5	30.1929791
0.90	2	14.54	0.65	9.44838276	19.8343409	9.81	2.35	0	19.8343409	50	69.8343409	0.5	34.9171705
1.55	3	16.00	0.25	4.00027631	23.8346173	9.81	2.35	0	23.8346173	50	73.8346173	0.5	36.9173086
1.80	3	16.98	0.55	9.33982121	33.1744385	9.81	2.35	0	33.1744385	50	83.1744385	0.5	41.5872192
2.35	4	16.98	0.35	5.94352259	39.1179611	9.81	2.35	3.4335	35.6844611	50	85.6844611	0.5	46.2757305
2.70	5	17.27	0.9	15.5450129	54.6629739	9.81	2.35	12.2625	42.4004739	50	92.4004739	0.5	58.462737
3.60	6	17.18	0.7	12.0234352	66.6864091	9.81	2.35	19.1295	47.5669091	50	97.5669091	0.5	67.9079546
4.30	7	14.65	0.5	7.32731682	74.0137259	9.81	2.35	24.0345	49.9792259	50	99.9792259	0.5	74.024113



Zonificación del suelo del distrito Federal según las NTCDCDF

Figura 13



Foto No. 1 Pozo de alivio y bombeo de achique



Foto No. 2 muro Milán



Foto No.3 tubería tremie



Foto No.4 Grúa para insertar tubería Tremie



Foto No. 5 Grúa para izar de tubería



Foto No. 6 Maniobras de grúas para excavación



Foto No. 7 Protección de linderos mediante muro milán



Foto No. 8 retroexcavadora sobre orugas



Foto No. 9 Proceso de excavación con retroexcavadora



Foto No. 10 Cargador frontal para retiro de material excavado



Foto No. 11 Carga de camión para retiro de material excavado



Foto No. 12 Herramienta menor.- Palas



Foto No. 13 Herramienta menor.- Marro



Foto No. 14 Herramienta menor.- Carretilla



Foto No. 14 Herramienta menor.- Zapapicos