



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO GEÓLOGO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
PARA LA AMPLIACIÓN DEL HOSPITAL
GENERAL DEL ISSSTE, *JOSÉ MA.
MORELOS Y PAVÓN*, EN MÉXICO, D.F.

Fernando Rodríguez Rocha
Minerva Cabadas Batista



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.

A mis hijos, María Fernanda y Rolando

A mis amigos

Noviembre de 2010.

FERNANDO RODRIGUEZ ROCHA

A mi padre Alberto Raúl Cabadas Oronoz, por su tesón para que yo obtuviera mi Título.

A mi esposo Raúl Menéndez Acosta y a mi hija Diana por su gran apoyo para la realización de este trabajo.

A mi hija Berenice.

Noviembre de 2010

MINERVA CABADAS BATISTA

Queremos expresar nuestro más sincero agradecimiento a todas las personas que directa e indirectamente han intervenido en la elaboración del presente trabajo.

INDICE GENERAL

LISTADO DE FIGURAS	6
1. OBJETIVOS Y ALCANCES	7
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PREDIO EN ESTUDIO	7
3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
4. GEOLOGÍA DE LA CUENCA DE MÉXICO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	9
Geología regional	
Geohidrología	
Regiones sísmicas de México	
Trabajos de campo	
Trabajos de laboratorio	
5. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS	23
Estratigrafía	
Clasificación sísmica del terreno	
Posicionamiento del nivel freático	
6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO	25
Consideraciones generales para los análisis geotécnicos	
Capacidad de carga	
Revisión del estado límite de falla	
Revisión del estado límite de servicio	
Expansiones elásticas	
Revisión de la estabilidad de la excavación	
Instalación de pozos de bombeo	
Empuje de tierras en los muros perimetrales del cajón	
Módulo de reacción vertical del suelo	
7. PROCESO CONSTRUCTIVO	34
Trabajos preliminares	
Demolición y reubicación de instalaciones subterráneas	
Instalaciones del sistema de abatimiento del N.A.F.	
Excavación por etapas	
Colado de plantillas, losas de fondo y elementos estructurales	
Construcción de losa de tapa	
8. CONCLUSIONES RECOMENDACIONES.....	37
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	39
ANEXO A.- FIGURAS	40
ANEXO B.- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.....	57
ANEXO C.- ARCHIVO FOTOGRÁFICO	80

LISTADO DE FIGURAS

Figura No. 1	Croquis de localización
Figura No. 2	Planta arquitectónica del estado actual del hospital (Planta baja)
Figura No. 3	Planta arquitectónica del estado actual del hospital (Planta alta)
Figura No. 4	Planta arquitectónica del proyecto de ampliación (Planta baja)
Figura No. 5	Planta arquitectónica del proyecto de ampliación (Planta alta)
Figura No. 6	Provincias geológicas de la República Mexicana
Figura No. 7	Geomorfología y Fisiografía de la Cuenca de México
Figura No. 8	Secciones geológicas de la porción meridional del Valle de México
Figura No. 9	Regiones sísmicas de México
Figura No. 10	Zonificación sísmica del Valle de México
Figura No. 11	Zonificación geotécnica
Figura No. 12	Croquis de localización del sondeo y de los pozos a cielo abierto
Figura No. 13	Perfil estratigráfico del sondeo mixto SM-1
Figura No. 14	Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA-1
Figura No. 15	Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA-2
Figura No. 16	Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA-3
Figura No. 17	Planta de etapas de excavación Estructura I (Gobierno)
Figura No. 18	Planta de etapas de excavación Estructura II (Terapia)
Figura No. 19	Planta de etapas de excavación Estructura III (Almacén)
Figura No. 20	Corte longitudinal de las excavaciones donde se dejará berma y talud de 75°
Figura No. 21	Planta de ubicación de pozos de bombeo Estructura I (Gobierno)
Figura No. 22	Planta de ubicación de pozos de bombeo Estructura III (Almacén)
Figura No. 23	Ubicación de bancos de nivel flotante
Figura No. 24	Características de los bancos de nivel flotante

1. OBJETIVO Y ALCANCES

El estudio tiene como objetivo definir las condiciones estratigráficas del predio donde se llevará a cabo la obra de ampliación y remodelación del Hospital General del ISSSTE, *Gral. José María Morelos y Pavón*, así como determinar las propiedades índice y mecánicas de los materiales encontrados en el sitio, realizar el análisis y diseño geotécnico que permita precisar el tipo de cimentación adecuada de las diferentes estructuras que integrarán la ampliación y dar las recomendaciones para su construcción.

De acuerdo al objetivo planteado, los alcances que comprende el estudio de mecánica de suelos son los siguientes: la exploración de campo, ejecución de pruebas de laboratorio y la elaboración del informe técnico, donde se describen las características generales del proyecto, se detallan los trabajos de la exploración geotécnica, se reportan los ensayos de laboratorio, se describe la estratigrafía encontrada en el predio, se mencionan los criterios empleados en el diseño geotécnico realizado para definir la mejor alternativa de cimentación de las nuevas estructuras que se integrarán al hospital y su procedimiento constructivo. Finalmente, se anexa un reporte fotográfico de los trabajos de campo y las gráficas de los diferentes ensayos realizados.

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PREDIO EN ESTUDIO

El predio en estudio se ubica al sur oriente del centro de la ciudad de México, sobre la Av. Congreso de Chilpancingo Norte y Av. Congreso de Chilpancingo Sur S/N, en la Unidad Ermita Zaragoza, en la Delegación Iztapalapa, Distrito Federal. **La Figura No. 1** muestra la ubicación general del Hospital General del ISSSTE, *Gral. José María Morelos y Pavón*.

En planta, el predio presenta una geometría irregular cuya superficie aproximada es de 24,778 m². Colindancias: al norte, sur y oriente el predio está delimitado por la Av. Congreso de Chilpancingo; al poniente colinda con propiedades privadas.

La mayor parte de la superficie del predio está ocupada por las estructuras e instalaciones del hospital, actualmente en servicio. La infraestructura la constituyen cinco edificios de uno y dos niveles, rampas de acceso y salida, pasillos techados, zonas de estacionamientos, áreas verdes y helipuerto. En nivel de las vialidades y estacionamientos, se presenta un desnivel máximo de -0.25 m con respecto del nivel de piso terminado (N.P.T.) de los edificios. En las **Figuras Nos. 2 y 3** se muestran las plantas arquitectónicas del hospital donde se esquematizan las construcciones existentes.

Figura No. 1
Croquis de localización



3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto contempla la ampliación y remodelación de algunas áreas del hospital. Las áreas donde se proyecta la ampliación o construcción son las ubicadas frente a los edificios 1 y 2 (zona oriente del hospital) esquematizados en la **Figura No. 2**. Una tercera estructura se proyecta emplazar en la zona poniente del hospital, donde actualmente se tienen construcciones temporales, mismas que serán reubicadas. La cuarta estructura se encuentra en la zona poniente del edificio 1. De igual forma, en diferentes áreas de los cinco edificios se realizarán remodelaciones. **La Figura No. 4** muestra un croquis con la ubicación de las nuevas estructuras y las zonas donde se llevarán a cabo remodelaciones; asimismo, en la **Figura No. 5** se muestra la planta arquitectónica de la ampliación del segundo nivel.

Estructura I (Gobierno): con una superficie aproximada de 1,083 m², contará con dos niveles; en la planta baja se ubicarán el banco de sangre, farmacia, sala de espera, vestíbulos, consultorios salas de diálisis, hemodiálisis y quimioterapias. En la planta alta se ubicará un auditorio, las salas de usos múltiples, aulas, salas de espera, cubículos para endoscopia, inhaloterapia y colposcopia. En esta estructura habrá accesos directos al edificio 1 ya existente.

Estructura II (Terapia): con una superficie de construcción de 364 m², aproximadamente, será de un solo nivel y en ésta se ubicarán los consultorios, salas de espera, cubículos para electrocardiogramas y zonas de terapia para rehabilitación.

Estructura III (Almacén): con una superficie aproximada de 718 m², en donde se ubicará el archivo muerto, el almacén de la farmacia y los talleres de carpintería, pintura, electricidad, aire acondicionado, mecánica y equipos electromédicos. En la parte sur (**Figura No. 5**) se

ha proyectado construir un segundo nivel, en el cual se encontrarán las habitaciones para los médicos residentes.

Estructura IV: con una superficie de 45 m², es donde se construirá el archivo clínico.

La información antes descrita comprende el anteproyecto, por lo que de existir cambios significativos, éstos deberán ser notificados en tiempo y forma para los ajustes necesarios.

4. GEOLOGÍA DE LA CUENCA DE MÉXICO

4.1. Geología regional

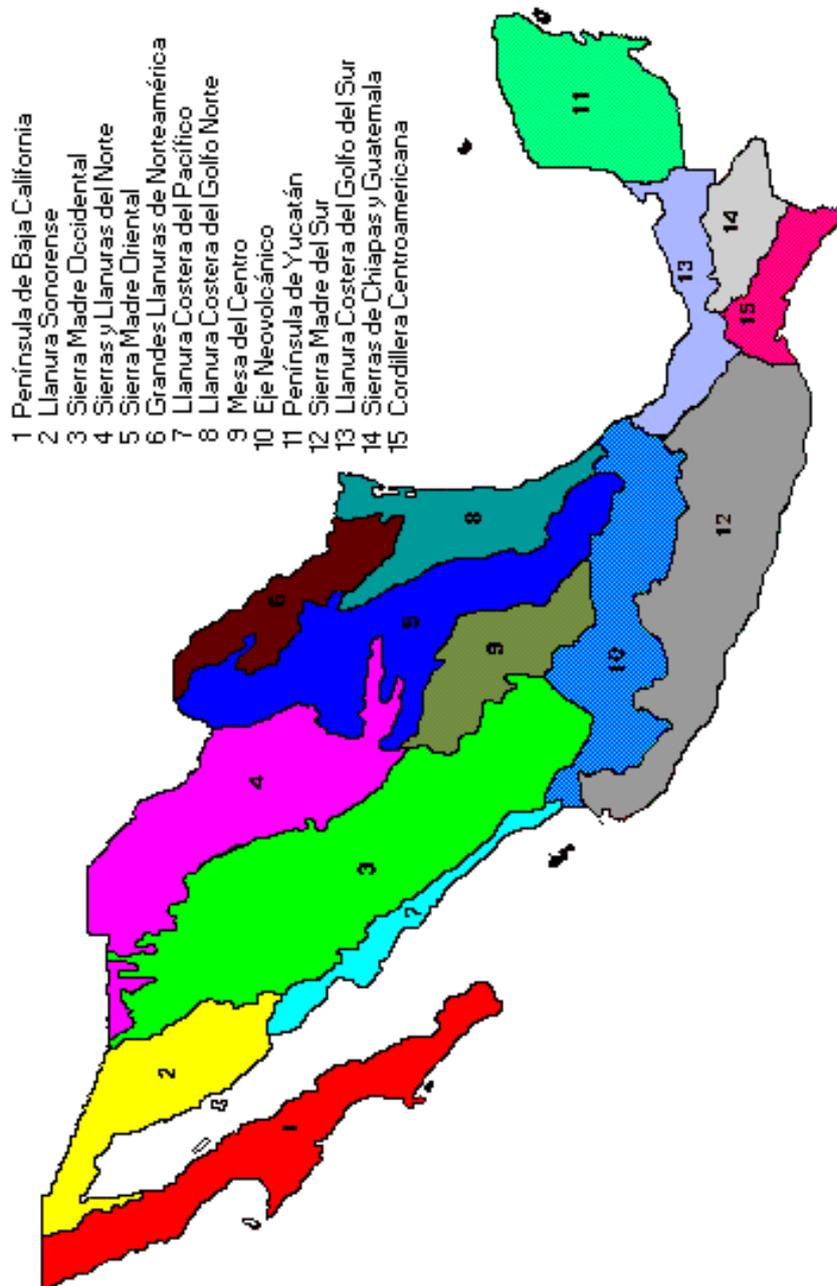
Fisiográficamente, la cuenca de México forma parte de la Faja Volcánica Transmexicana (**Figura No. 6**), la cual se extiende en dirección este-oeste, atravesando la República Mexicana.

La cuenca de México se encuentra limitado por elevaciones topográficas de origen volcánico como son la sierra de Guadalupe al norte, la sierra de las Cruces al poniente, la sierra de Chichinautzin al sur, el volcán del Ajusco al suroeste y la sierra Nevada al oriente (**Figura No. 7**).

Dado lo anterior, la cuenca de México se caracteriza por estar constituida por materiales volcánicos (lavas y piroclásticos) intercalados con aluviones, cubiertos, en la parte central de la cuenca, por arcillas lacustres.

La mayor parte de las rocas y materiales que forman el subsuelo son permeables (DGCOH, Lesser y Asociados, 2000). Los materiales que constituyen el subsuelo corresponden a una intercalación de productos volcánicos tales como lavas, tobas y cenizas que incluyen materiales granulados transportados por ríos y arroyos provenientes de las partes topográficas altas que circularon hacia la cuenca.

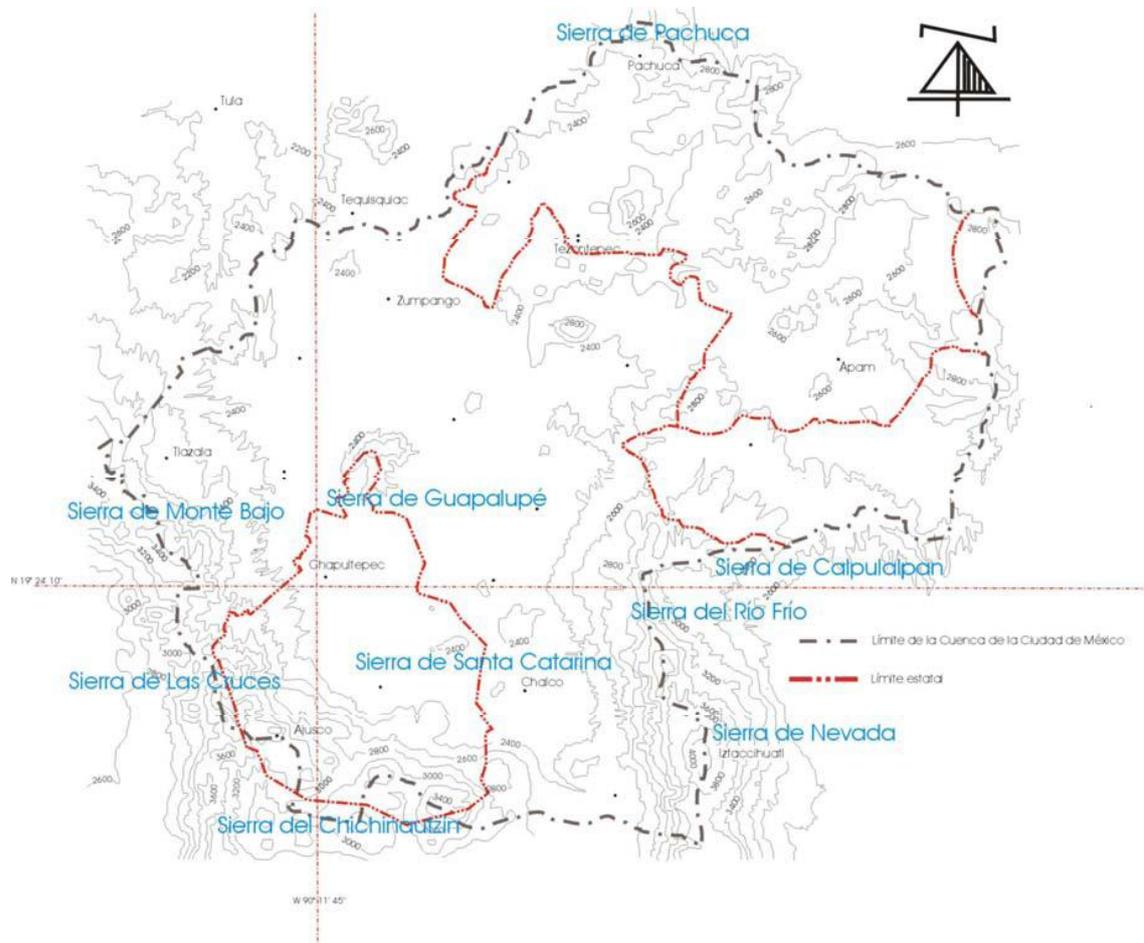
Figura No. 6
Provincias geológicas de la República Mexicana



- 1 Península de Baja California
- 2 Llanura Sonorense
- 3 Sierra Madre Occidental
- 4 Sierras y Llanuras del Norte
- 5 Sierra Madre Oriental
- 6 Grandes Llanuras de Norteamérica
- 7 Llanura Costera del Pacífico
- 8 Llanura Costera del Golfo Norte
- 9 Mesa del Centro
- 10 Eje Neovolcánico
- 11 Península de Yucatán
- 12 Sierra Madre del Sur
- 13 Llanura Costera del Golfo del Sur
- 14 Sierras de Chiapas y Guatemala
- 15 Cordillera Centroamericana

FUENTE: Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, Dirección General de Geografía
Cartas Fisiográficas escala 1:1 000 000, México

Figura 7
Geomorfología y fisiografía de la Cuenca de México



(Ref.) Plan de manejo integral de la Microcuencas del Suelo de Conservación del Distrito Federal, Informe Final (Estudio Roche, 2001).

4.1.1. Tipo de rocas

La cuenca se caracterizó por una intensa actividad volcánica que culminó en el Cuaternario, con abundantes emisiones de piroclásticos que se depositaron, tanto en ambientes secos al pie de las sierras, como en agua, que dieron origen a las bien conocidas arcillas blandas de la ciudad de México.

En las zonas altas de la cuenca existen domos dacíticos y depósitos piroclásticos característicos de la Formación Tarango o derrames basálticos de la sierra de Chichinautzin. Al pie de las sierras y por el cambio brusco de pendiente en el cauce de los ríos, se depositaron grandes volúmenes de materiales aluviales de composición muy diversa y con estratificaciones cruzadas o lenticulares, manifestando una erosión dinámica ajustada a los períodos de lluvias que contrastan con los intervalos de sequía.

En las partes bajas de la cuenca y principalmente en el centro, se observan potentes depósitos lacustres constituidos por cenizas volcánicas intercaladas con pómez, arenas finas y limos; estos depósitos aparecen intercalados con estratos de origen aluvial en la vecindad de conos de deyección o directamente en contacto con formaciones pétreas de las zonas altas (Ref. 1).

4.2. Geohidrología

Generalidades

La zona de estudio se ubica dentro de la cuenca de México, en la porción oriente, a una altitud cercana a los 2,400 metros sobre el nivel del mar. La temperatura promedio anual es de 15 grados Celsius, con una precipitación anual de 700 milímetros de agua de lluvia, concentrándose en unas cuantas tormentas intensas, las cuales se presentan por lo regular de junio a septiembre. Durante el resto del año las precipitaciones pluviales suelen ser escasas o nulas.

Esta cuenca es una depresión cerrada de manera natural, que a fines del siglo XVIII fue modificada artificialmente para controlar las inundaciones en la ciudad. Las fuentes de recarga del agua subterránea son las infiltraciones de las precipitaciones y de la nieve derretida en las montañas y cerros que la rodean. En su estado natural, la cuenca tenía una serie de lagos, desde los de agua dulce en el extremo superior, hasta los salados del extremo más bajo, en los que se concentraba la sal debido a la evaporación. La corriente de agua subterránea originaba numerosos manantiales al pie de las montañas, así como pozos artesianos en el valle.

Los depósitos de arcillas lacustres superficiales (por ejemplo, la capa de arcilla existente tanto en el fondo del lago antiguo como en el del actual) cubren el 23 por ciento de las elevaciones menos pronunciadas de la cuenca de México. Los depósitos aparecen en formaciones divididas, por lo que se conocen como "capa dura". Compuesta principalmente de sedimentos y arena, la capa dura se localiza entre los 10 y los 40 metros de profundidad y sólo tiene unos cuantos metros de espesor. Tres principales zonas hidrológicas han sido definidas para la cuenca de México: la zona lacustre, el piedemonte o zona de transición y la zona montañosa.

Las montañas que circundan la cuenca de México son de origen volcánico. La sierra Nevada se encuentra hacia el este, mientras que la sierra de las Cruces se localiza hacia el oeste. La sierra Chichinautzin, en el sur, forma la cadena más reciente.

La perforación de pozos en los últimos cien años ha cambiado las condiciones hidrológicas naturales, los gradientes y el flujo en las capas superiores de los depósitos se encuentran, generalmente revertidos, hacia las zonas de mayor extracción.

El agua de recarga, en su movimiento hacia el acuífero principal, atraviesa la unidad litoestratigráfica denominada Formación Tarango, (la más representativa en este trabajo) siendo sus principales características los depósitos piroclásticos Plio-Cuaternario de variedad litológica y errático depósito, presenta cambios hidrogeológicos laterales y verticales considerables, el gasto en los pozos va de 10 a 30 litros por segundo y la permeabilidad es considerada de 4 (DGCOH, Lesser y Asociados, 2000: 7=mayor permeabilidad y 1=impermeable).

En la base de la sierra de las Cruces, aproximadamente a nivel de la cota 2,100 msnm, se encuentra otra unidad litoestratigráfica de rocas andesíticas, cuyas principales características son:

Rocas andesíticas del Plioceno Superior: Son rocas fracturadas compuestas por derrames lávicos, tobas y brechas volcánicas, su permeabilidad, por fracturamiento, ha sido comprobada por la gran cantidad de pozos perforados por la DGCOH, cuyos caudales van de 10 a 15 litros por segundo.

Subyaciendo a esta unidad litoestratigráfica se encuentra el basamento hidrogeológico, con calidad de impermeable (DGCOH Lesser, 2000), constituido por rocas volcánicas andesíticas del Mioceno.

La profundidad del nivel del agua en pozos se incrementa hacia el occidente, registrándose valores de 70 a 180 metros. Con base en los gradientes hidráulicos de 1998, la dirección del flujo subterráneo de las aguas que entran hacia la planicie es lateral a partir de las sierras Chichinautzin y de las Cruces, como se observa en la **figura 1.a**.

Mediciones de campo han probado que el nivel freático de la porción superior del acuífero principal que abastece a la ciudad de México ha descendido, aproximadamente, un metro por año (Herrera et al., 1994); según estos cálculos la sobreexplotación del acuífero está ocurriendo desde principios de este siglo, por lo menos.

De los 7 acuíferos que comprenden la cuenca de México, el predio en estudio se ubica dentro del denominado "Zona Metropolitana de la ciudad de México" cuya situación hidrológica está definida por la recarga y el volumen de extracción:

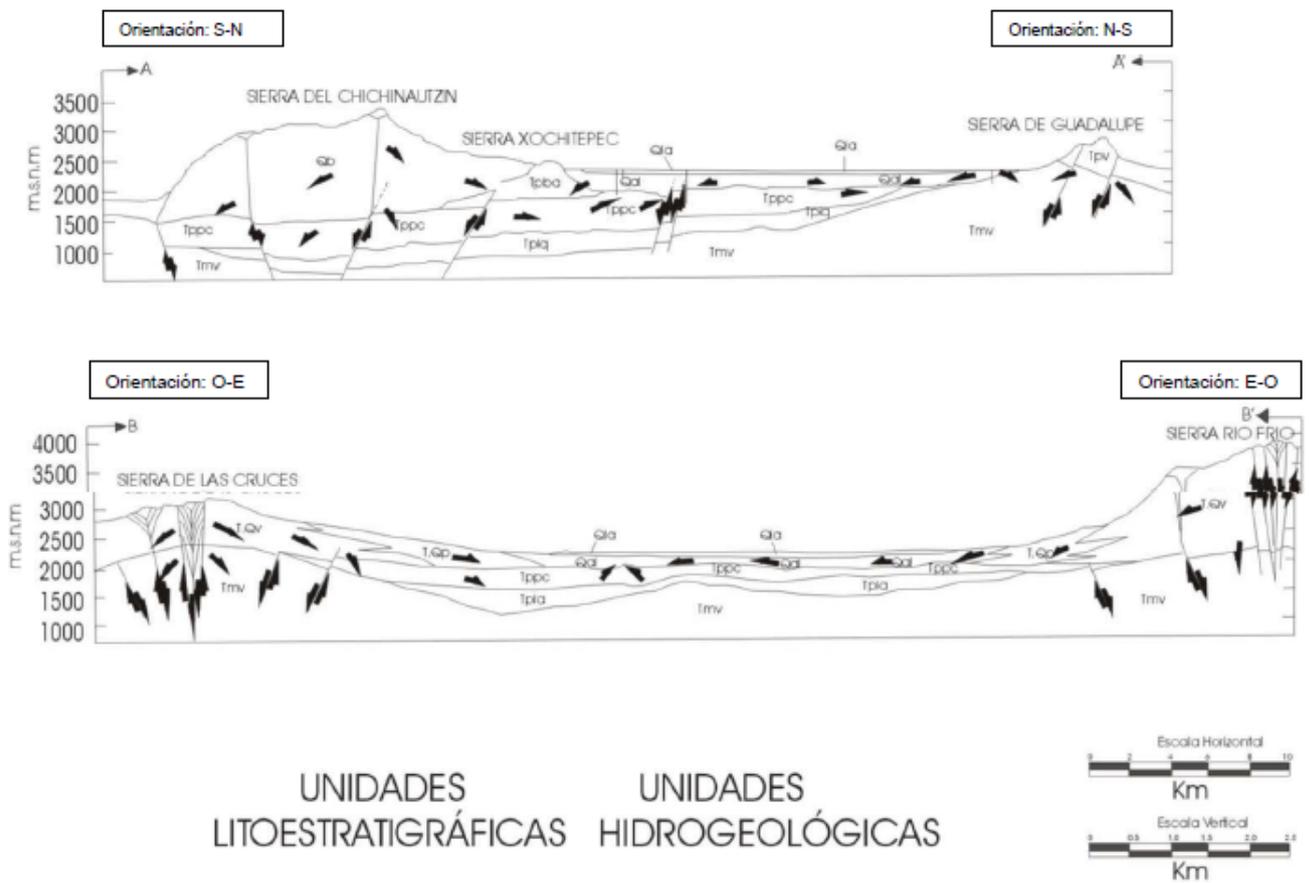
Tabla No. 1

Acuífero	Recarga (Mm ³)	Volumen de extracción (Mm ³)	Disponibilidad (Mm ³)
Zona Metropolitana de la Ciudad de México	279.00	248.58	-969.58

En la Tabla 2 se resumen las unidades de rocas y materiales que subyacen en la ciudad de México, así como sus características principales, de acuerdo a la clasificación utilizada por la DGCOH (Lesser, 1990).

Con el objeto de mostrar la distribución de las rocas y materiales que constituyen el subsuelo de la ciudad de México se incluyen, en la **Figura 8**, las secciones geológicas de la porción meridional de la cuenca de México.

FIGURA No. 1a
 Unidades litoestratigráficas e hidrogeológicas



UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA		UNIDAD HIDROGEOLOGICA
Qla	Arcillas lacustres recientes	ACUITARDO
Qal	Depósitos saturados del cuaternario	ACUIFERO PRINCIPAL
Qb	Facies volcánicas del cuaternario	
T.Qp	Formación Tarango del Plio-Cuaternario	
T.Qv	Facies volcánicas a andesíticas y basálticas del Plio-Cuaternario	
Tpba	Facies volcánicas andesíticas y basálticas del Plioceno Superior	
Tppc	Secuencia estratificada piroclásticas del Plioceno Inferior	UNIDADES SEMIPERMEABLES
Tpv	Facies volcánicas a andesíticas y basálticas del Plioceno Inferior	
Tpla	Depósitos Lacustres del Plioceno Inferior	ACUITARDO
Tmv	Rocas volcánicas andesíticas del Mioceno	UNIDAD SEMIPERMEABLE

Ref. OMPAC, 2000

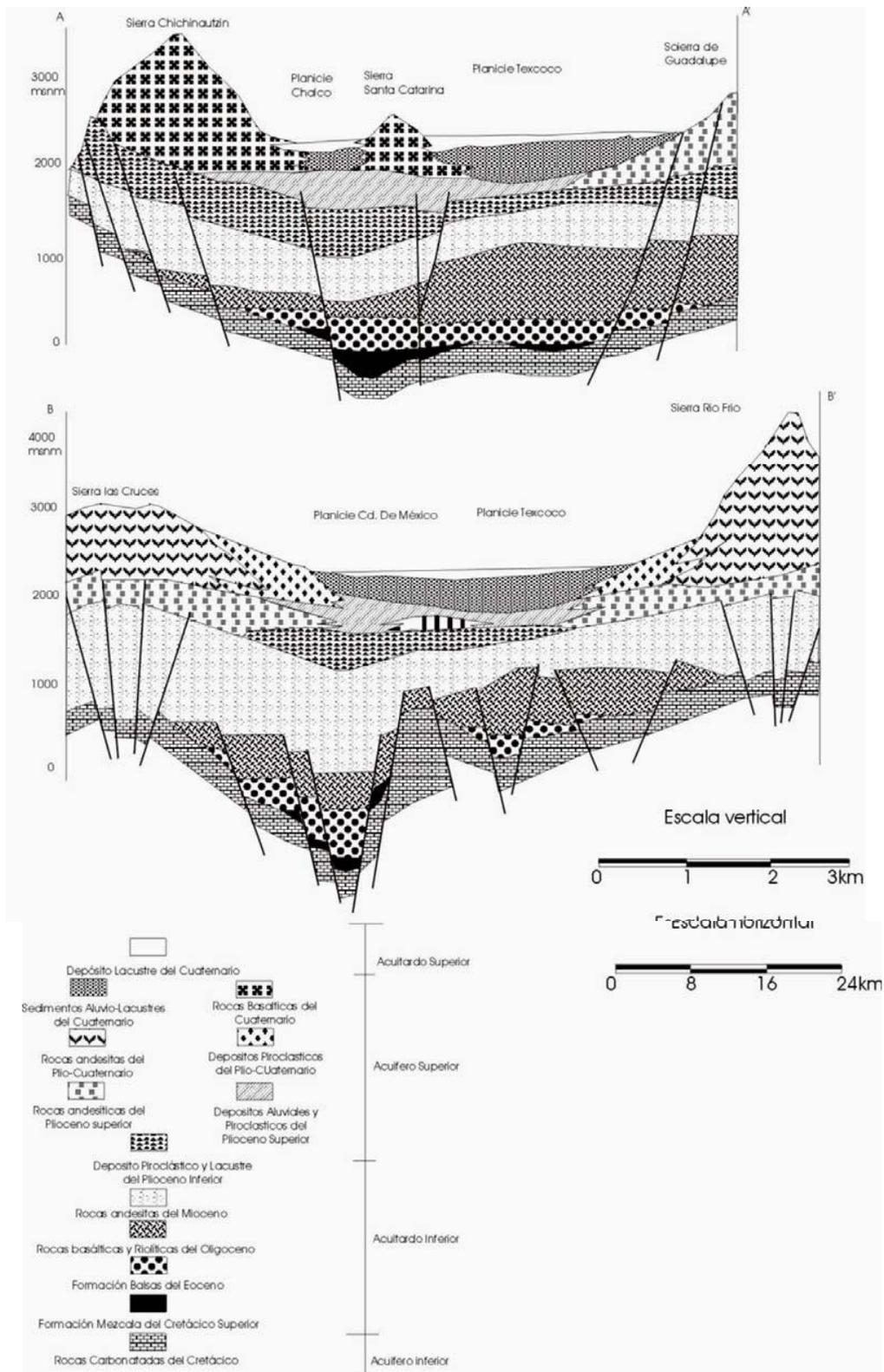
Tabla 2

Características principales de las rocas y materiales que subyacen en la ciudad de México

Unidad Hidro-geológica	Unidades Litoestratigráficas	Simbología	Principales características			Grado de Permeabilidad
			Conductividad Hidráulica horizontal (m/s)	Coefficiente de almacenamiento específico (m-1)	Rendimiento Específico	
Acuitardo superior	Arcillas lacustres del cuaternario	Qla	$10^{-9} - 10^{-7}$	5×10^{-2}	-	2
Acuífero Principal	Depósitos aluviales del Cuaternario (gravas y arenas)	Qal	$5.8 \times 10^{-6} - 5.2 \times 10^{-3}$	$3.1 \times 10^{-7} - 9.4 \times 10^{-5}$	0.01 - 0.18	5
	Rocas volcánicas basálticas del Cuaternario (derrames lávicos, lapilli y cenizas)	Qb	$1.7 \times 10^{-5} - 2.3 \times 10^{-2}$	-	0.1 - 0.27	7
	Formación Tarango (tobas, brechas y aglomerados volcánicos)	TQp	$2.0 \times 10^{-6} - 1.0 \times 10^{-4}$	-	0.014 - 0.11	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plió-Cuaternario (derrames lávicos, tobas y brechas volcánicas fracturadas)	TQv	-	-	-	6
	Rocas volcánicas basálticas y andesíticas	Tpva	$1.4 \times 10^{-5} - 5.8 \times 10^{-3}$	-	0.03 - 0.12	3
Acuífero Inferior	Secuencia estratificada del Plioceno Inferior (tobas, brechas y aglomerados volcánicos andesíticos)	Tppc	$1.2 \times 10^{-6} - 3.6 \times 10^{-4}$	$1.2 \times 10^{-7} - 1.73 \times 10^{-4}$	-	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plioceno Inferior	Tpv	$4.4 \times 10^{-6} - 1.0 \times 10^{-4}$	$4.4 \times 10^{-6} - 1.4 \times 10^{-4}$	0.03	4
Basamento Hidro-geológico	Depósitos lacustres del Plioceno Inferior (arcillas y limos)	Tpla	-	-	-	1
	Rocas volcánicas andesíticas del Mioceno (tobas, brechas y aglomerados fracturados)	Tmv	-	-	-	1
	Rocas volcánicas riolíticas y basálticas del Oligoceno (tobas, brechas y aglomerados)	Tov	-	-	-	1

7.- Mayor permeabilidad; 1.- Impermeable. Fuente: DGCOH (Lesser y Asociados, 2000)

Figura No. 8
 Secciones geológicas de la porción meridional del Valle de México



4.3. Regiones sísmicas de México

Con el objeto de realizar diseños antisísmicos, la República Mexicana fue dividida en cuatro zonas sísmicas (**Figura No. 9**). Para la elaboración de esta división se utilizaron los catálogos de sismo de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del suelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones.

4.3.1. Zonificación de la cuenca de México

En la zonificación de la ciudad de México (**Figura No. 10**) se distinguen tres zonas de acuerdo al tipo de suelo:

- Zona I, firme o de lomas: localizada en las partes más altas de la cuenca. Está formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles.
- Zona II o de transición: presenta características intermedias entre las zonas I y III
- Zona III o de lago: localizada en regiones donde antiguamente se encontraban lagos (Lago de Texcoco, Lago de Xochimilco). El tipo de suelo consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas.

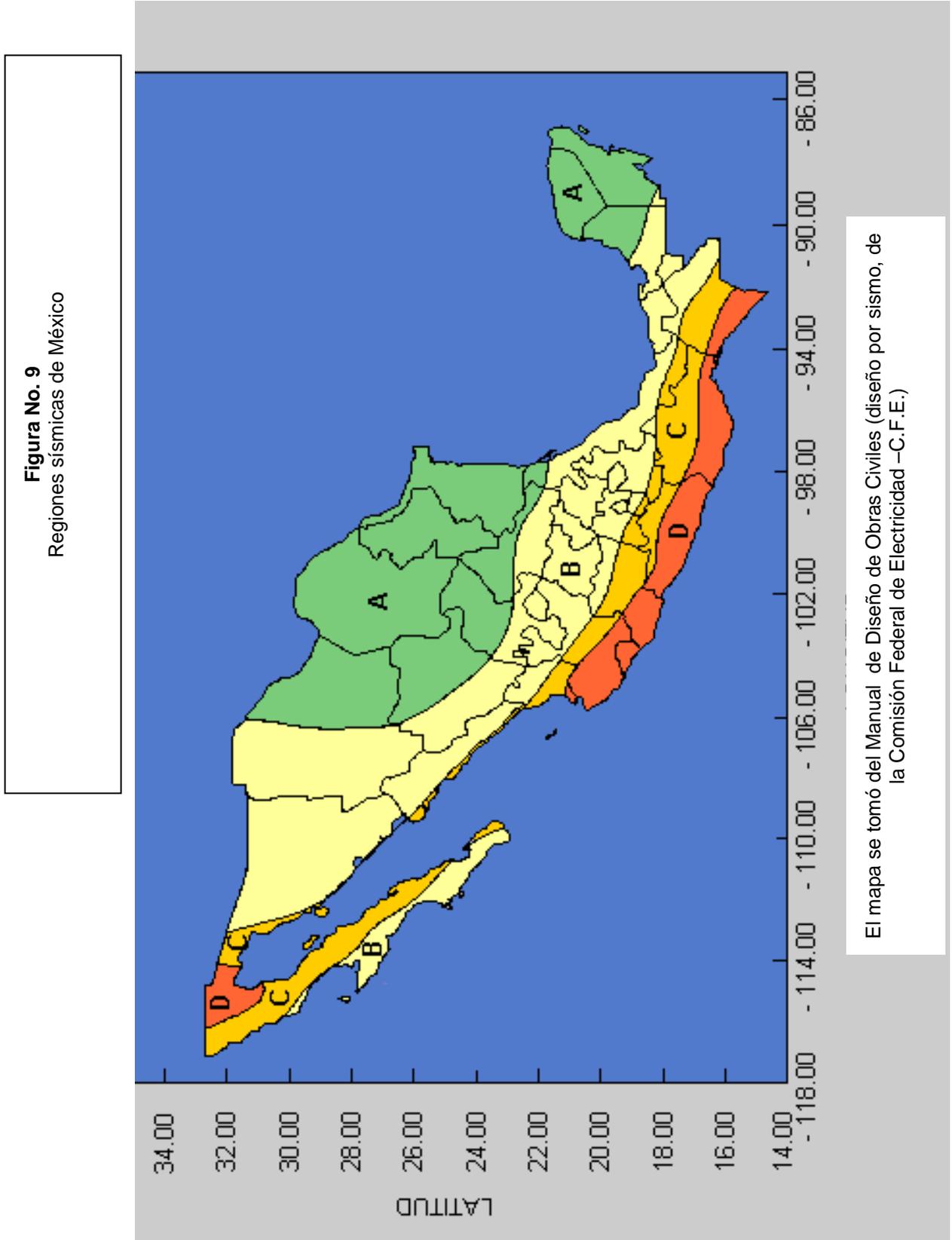
De conformidad con todo lo anterior, el predio en estudio se ubica dentro de la Zona de Lago o Zona III, tal como se indica en la **Figura No. 11**, caracterizada por estratos potentes de arcilla con alto contenido de agua natural, de consistencia blanda, muy compresible y de alta plasticidad. Una secuencia estratigráfica típica de la Zona de Lago se describe a continuación:

Serie arcillosa superior (SAS): estrato uniforme con espesores entre 20 y 50 m, formados por arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Dependiendo del bombeo local y las sobrecargas, pueden presentar condiciones variables de consolidación, encontrándose que las capas superficiales de estos depósitos generalmente son preconsolidadas y sobreyacen a espesores importantes de suelos normalmente consolidados. Esta secuencia está interrumpida por pequeñas intercalaciones de lentes duros o costras de arena o vidrio volcánico, importantes como marcadores de la estratigrafía o como capas drenantes de obras, donde esta característica puede ser relevante.

Capa dura: formada predominantemente por limo arenoso con ocasionales intercalaciones de gravillas y arcillas. Tiene espesores variables que van desde unos cuantos centímetros, en la zona central del lago, hasta alcanzar unos 4 m, en lo que fueron las orillas del mismo.

Serie arcillosa inferior (SAI): estratos de materiales arcillosos que continúan por debajo de las capas duras, manteniendo en la mayoría de los casos las características generales de la serie arcillosa superior. Su espesor es variable dependiendo de su ubicación, respecto al centro y orillas del lago.

Figura No. 10



Zonificación de la cuenca de México

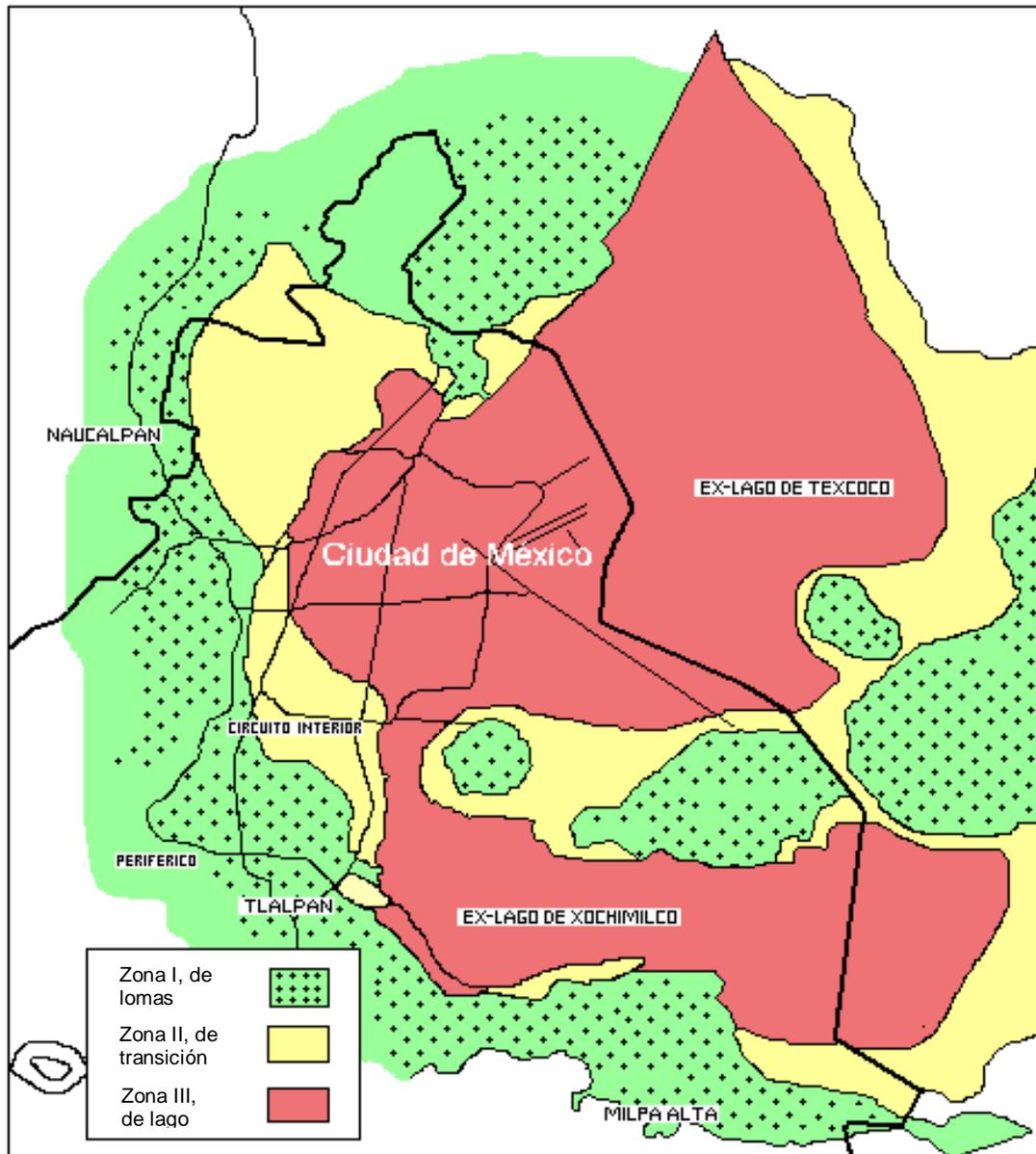
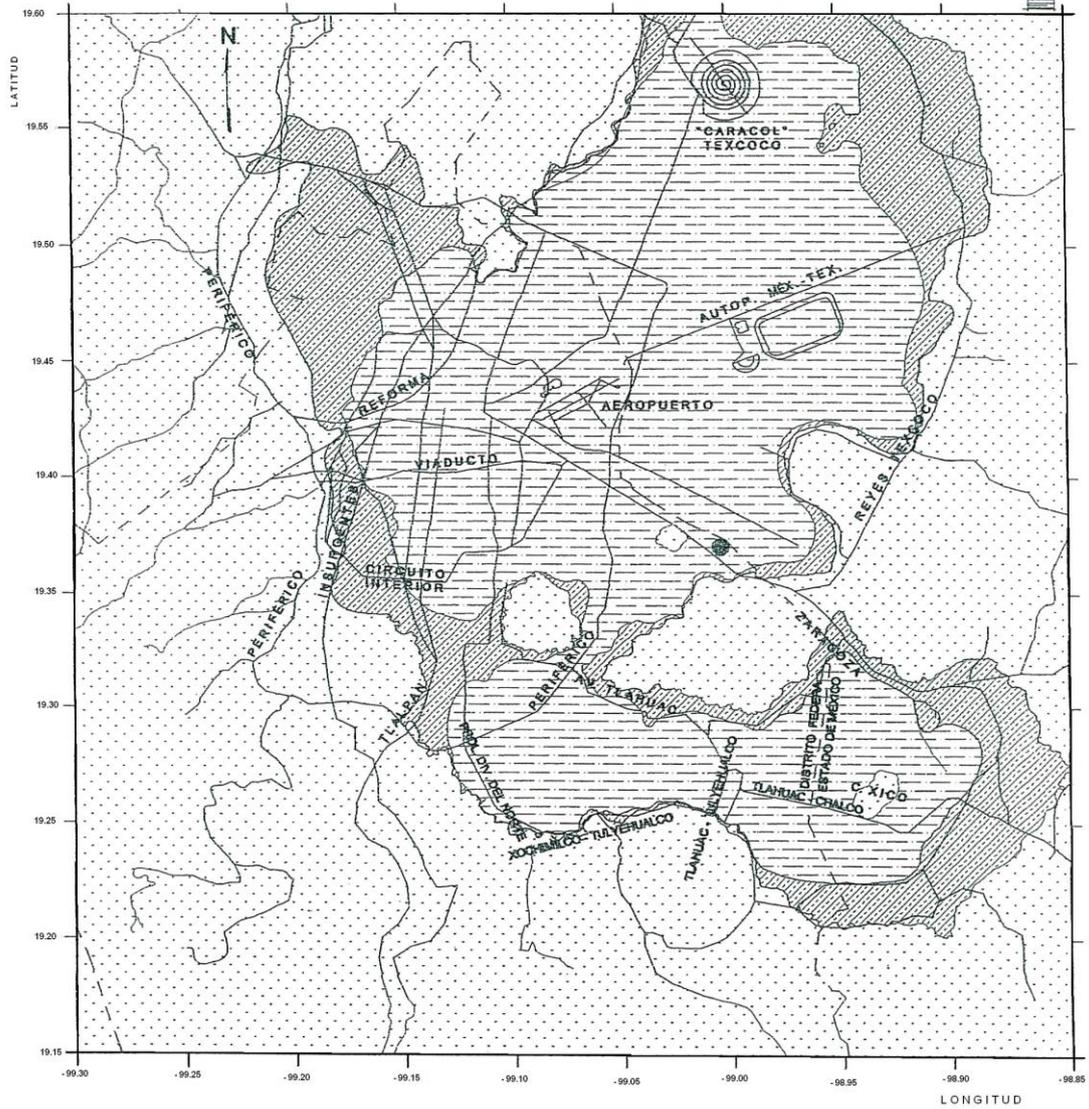


Figura No. 11
Zonificación geotécnica



-  ZONA I
-  ZONA II
-  ZONA III
-  SITIO DE ESTUDIO

4.4. Trabajos de campo

Teniendo en cuenta las características arquitectónicas de las nuevas estructuras que pasarán a conformar el hospital y con el objetivo de determinar las condiciones estratigráficas del predio en estudio se programó la exploración geotécnica en las áreas de proyecto, que consistió en la ejecución de un sondeo profundo y la excavación de tres pozos a cielo abierto, distribuidos en la zona de ampliación conforme se indica en la **Figura No. 12**.

4.4.1. Sondeo profundo

El sondeo, con una profundidad máxima de 41.20 m, se llevó a cabo en la mayor área de ampliación y en donde el edificio tendrá dos niveles. En virtud de las características de los materiales encontrados en el sitio se emplearon dos técnicas de perforación: el avance por percusión de la herramienta de penetración estándar y el muestreo inalterado.

El sondeo de penetración estándar se realizó mediante el hincado de un tubo partido o de media caña de 60 cm de longitud y 5 cm de diámetro, por medio de la energía proporcionada por un martillo de 60 Kg de peso, dejado caer desde una altura libre de 76 cm (RCDF, 2004). Durante este proceso se obtuvieron muestras alteradas, llevándose, además, un registro del número de golpes necesarios para hacer penetrar, dentro del suelo, los 30 cm intermedios del penetrómetro. Este registro permitió inferir, a través de correlaciones, la compacidad de los suelos granulares y la consistencia de los materiales finos. El muestreo inalterado se realizó empleando el tubo de pared delgada tipo Shelby de 4" de diámetro, el cual fue hincado a presión.

Simultáneamente a los trabajos de perforación se levantó un registro de campo, donde se contiene la identificación del sondeo, el número de muestras recuperadas y la profundidad a la que fueron extraídas, el tipo de herramienta empleada y la clasificación geotécnica de campo (**figura 13**).

4.4.2. Sondeos superficiales

Se realizaron tres sondeos superficiales del tipo pozos a cielo abierto (PCA-1, PCA-2 y PCA-3), con profundidades que varían entre 1.70 y 1.80 m. Mediante estas exploraciones fue posible definir, de manera superficial, las condiciones físicas particulares imperantes en el sitio de estudio, así como las características microscópicas de los diferentes materiales observados, desde la superficie hasta la profundidad máxima de exploración.

La excavación de los pozos a cielo abierto se realizó con herramientas manuales (pico, pala y barra de línea). El muestreo en los pozos a cielo abierto también fue de tipo mixto, obteniéndose en primer término muestras representativas (alteradas) del material encontrado en las paredes de la excavación, para lo cual se labró una ranura en todo el espesor del estrato de interés, conservándose el material obtenido de dicha ranura en bolsas de polietileno, las cuales fueron debidamente identificadas y herméticamente cerradas; asimismo, se obtuvieron cuatro muestras cúbicas inalteradas dentro de los pozos, con dimensiones aproximadas de 0.20 m por lado. Dichas muestras fueron cubiertas con una manta de cielo impregnada con una mezcla de parafina y brea, con el fin de evitar la pérdida de humedad. De cada uno de los pozos excavados se levantó un registro de campo, conteniendo la denominación del pozo, su ubicación, número y profundidad de las muestras obtenidas, espesor de los estratos encontrados, sus características de compacidad o consistencia y su clasificación geotécnica de campo (**Figuras Nos. 13, 14, 15 y 16**).

En la Tabla No. 3, se presenta un resumen de los sondeos superficiales realizados, donde se indica su denominación y la profundidad máxima explorada en cada uno de ellos.

Tabla No. 3.- Sondeos superficiales

No. De sondeo	Profundidad máxima (m)
PCA-1	1.70
PCA-2	1.80
PCA-3	1.70

4.5. Trabajos de laboratorio

La totalidad de las muestras recuperadas en la etapa de exploración han sido trasladadas al laboratorio, donde se clasificaron visual y manualmente, para la programación de los ensayos correspondientes, con el fin de determinar las propiedades mecánicas e índice de los materiales explorados, de acuerdo con lo siguiente:

4.5.1. Ensayes de tipo índice: programados en muestras de tipo alterado como son, clasificación y contenido de agua natural, límites de Atterberg (líquido y plástico) y porcentaje de finos por lavado y densidad de sólidos, sólo para muestras inalteradas.

Los resultados obtenidos de estas pruebas permitieron realizar la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

4.5.2. Ensayes de tipo mecánico: en muestras de tipo inalteradas, recuperadas mediante tubo Shelby y muestras cúbicas, dichos ensayos fueron orientados a determinar los parámetros que definen la resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad, los ensayos corresponden a las pruebas de compresión triaxial no consolidada, no drenada del tipo UU y pruebas de consolidación.

Todos los ensayos se llevaron a cabo atendiendo a las especificaciones contenidas en el Manual de Mecánica de Suelos que constituye la referencia 4.

5. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS

5.1. Estratigrafía

Con base en los resultados obtenidos de los sondeos de exploración y las pruebas de laboratorio, se determinó que la estratigrafía del sitio, en términos generales, está integrada básicamente por suelos de composición arcillosa con la intercalación de lentes de arena. A continuación se describe la estratigrafía encontrada:

Losa de concreto y material de relleno

En la mayoría de las zonas destinadas a las futuras ampliaciones se presenta una losa de concreto en un espesor de 0.10 m, seguida de un material de relleno con un espesor de 0.50 m, constituido por limo de color pardo claro, tezontle, cascajo y pedacería de tabique rojo.

Estrato arcilloso

Prácticamente desde la profundidad de 0.60 m y hasta 4.60 m, se encontró una arcilla de baja plasticidad de color pardo a gris y tonalidad de clara a oscura, con grumos del mismo

material y alto contenido de carbonato de calcio. El estrato presenta consistencia de firme a media. El número de golpes obtenido en el ensaye de penetración estándar varía entre 14 y 6. Se determinó un contenido natural de agua del 50% y de partículas finas del 95%, en promedio. En muestras inalteradas, representativas de este estrato, se obtuvieron los siguientes parámetros:

- peso volumétrico variable de 1.74 a 1.52 t/m³
- resistencia a la compresión simple de 35.8 a 7.3 t/m²

y por medio de pruebas triaxiales no drenadas

- una cohesión de 11.1 a 2.9 t/ m²
- ángulos de fricción interna de 42 a 9°.

Subyaciendo al estrato anterior, y hasta la máxima profundidad explorada (41.20 m) se perforó un potente estrato de arcilla de alta plasticidad y alta compresibilidad, de color gris a pardo, con diversas tonalidades y de una consistencia muy blanda, cuyo número de golpes en el ensaye de penetración estándar fue de 1 y menor a uno; es decir, con el peso de la herramienta fue suficiente para penetrar los 60 cm del tubo partido. El contenido de agua natural oscila entre 108 y 407% y su porcentaje de partículas finas es superior al 97%. En muestras de tipo inalteradas de este estrato se obtuvieron los siguientes parámetros:

- peso volumétrico variable de 1.37 a 1.14 t/m³
- resistencia a la compresión simple de 6.8 a 2.7 t/m²

y por medio de pruebas triaxiales no drenadas

- una cohesión de 3.5 a 0.5 t/ m²
- ángulos de fricción interna de 16 a 1°.

Lentes de arena

Se identificaron, de forma intercalada en el estrato anterior, lentes de arena fina a media arcillosa, siendo las más representativas las perforadas a las profundidades de 6.30 a 7.20 m y de 17.00 a 18.00 m. Los lentes son de color gris y tonalidad oscura, con compacidad densa; en la prueba de penetración estándar el número de golpes varía entre 18 y más de 50. El contenido de agua natural es del 25 al 50%.

5.2. Clasificación sísmica del terreno

Con base en la reglamentación vigente y en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico (NTCDS) (SRH, 1970) y considerando que el predio se encuentra en la zona denominada del Lago o Zona III, el sitio del proyecto se ubica dentro de la **Zona Sísmica IIIb**, donde, para el diseño de las estructuras del proyecto en cuestión, el **coeficiente sísmico básico aplicable es de 0.45**; no obstante, el valor deberá incrementarse un 50% por tratarse de estructuras pertenecientes al Grupo A.

5.3. Posicionamiento del nivel freático

Durante los trabajos de exploración se estuvo monitoreando el Nivel de Agua Freática (N.A.F.) dentro de los sondeos realizados, dicho nivel fue detectado a diferentes profundidades, lo que puede deberse a la configuración topográfica del predio en estudio. En la Tabla No. 3 se representa el nivel de aguas freáticas determinado en cada pozo, medido a partir del nivel de excavación.

Tabla No. 3.- Profundidad del N.A.F.

No. De sondeo	N.A.F. (m)
PCA-1	1.30
PCA-2	1.70
PCA-3	1.45

6. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

6.1. Consideraciones generales para los análisis geotécnicos

6.1.1. Aspectos generales

Los criterios de análisis utilizados están basados en las disposiciones del Reglamento de Construcciones (RCDF) y Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCC), publicadas en octubre de 2004 (RCDF, 2004). Para definir el sistema de cimentación más adecuado para cada estructura se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- La obra en estudio constará de nuevas estructuras, denominadas Estructura I (Gobierno), Estructura II (Terapia) y Estructura III (Almacén). Se prevé que dichas estructuras tengan el mismo nivel de piso terminado (NPT) que los edificios existentes y que la Estructura I se comunicará con el actual.

- El área de proyecto para cada estructura es la siguiente

Estructura I (Gobierno)	1,083.4 m ²
Estructura II (Terapia)	366.8 m ²
Estructura III (Almacén)	611.3 m ²

- De la información proporcionada por el ingeniero estructurista y como resultado del respectivo análisis estructural, las cargas axiales máximas que se transmitirán al suelo son

Estructura I (Gobierno)	de 14.1 a 156.2 ton
Estructura II (Terapia)	de 11.1 a 40.7 ton
Estructura III (Almacén)	de 28.8 a 109.7 ton

- En los diferentes análisis realizados se consideraron los valores medios de las propiedades índice y mecánicas de cada uno de los estratos identificados y que se han descrito con anterioridad.

A continuación se presentan los criterios de análisis utilizados y los resultados de los mismos.

6.1.2. Tipo de cimentación

En primera instancia se analizó resolver la cimentación de las Estructuras II (Terapia) y III (Almacén) por medio de zapatas aisladas, sin embargo éstas no cumplieron ante las solicitudes sísmicas y, en algunos apoyos, las deformaciones diferenciales en la propia estructura excedían los límites permisibles. De igual forma se analizaron zapatas corridas y

una losa de cimentación que, por la magnitud de las descargas al subsuelo, generan asentamientos superiores a los límites máximos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCC).

Descrito lo anterior, se propone solucionar la cimentación de las nuevas estructuras mediante CAJONES TIPO ESTANCO, los que se desplantarán a diferentes profundidades, dependiendo de las cargas actuales y del área de cimentación.

Bajo estas condiciones, con las cargas anteriormente establecidas, se determinó la **Presión de Contacto (PE)**, debida a la construcción de las estructuras al nivel de desplante de la cimentación, dividiendo el peso total de la edificación entre el área del cajón, resultando en cada caso lo siguiente:

Estructura I (Gobierno). Se consideró un peso de estructura de 3,610.2 ton y se estimó el peso

del cajón en 1,524.9 ton

$$PE = \frac{W}{A} = \frac{5135.1 \text{ ton}}{1083.4 \text{ m}^2} = 4.74 \text{ ton/m}^2$$

Estructura II (Terapia). Se consideró un peso de estructura de 385.1 ton y se estimó el peso del cajón en 388.8 ton

$$PE = \frac{W}{A} = \frac{773.9 \text{ ton}}{366.8 \text{ m}^2} = 2.11 \text{ ton/m}^2$$

Estructura III (Almacén). Para este caso en particular y debido a que sólo en la zona sur del edificio habrá dos niveles, se tendrán dos cajones desplantados a diferentes profundidades; para la **zona de dos niveles** se consideró un peso de estructura de 637.2 ton y se estimó el peso del cajón en 236.6.9 ton. De igual forma para la zona de un solo nivel se consideró un peso de estructura de 528.6 ton y se estimó el peso del cajón en 474.9 ton.

Para la **Zona de 2 niveles**

$$PE = \frac{W}{A} = \frac{873.8 \text{ ton}}{171.1 \text{ m}^2} = 5.11 \text{ ton/m}^2$$

Para la **Zona de 1 nivel**

$$PE = \frac{W}{A} = \frac{1003.5 \text{ ton}}{440.2 \text{ m}^2} = 2.28 \text{ ton/m}^2$$

Asimismo, se determinó la magnitud de la **Presión de Compensación (PC)**, debida al peso del suelo excavado, como el producto del peso volumétrico del material por el espesor de cada estrato, hasta la profundidad de desplante (variable), resultando los siguiente

Estructura I (Gobierno)	PC = $\gamma h = 4.65 \text{ ton/ m}^2$	
Estructura II (Terapia)	PC = $\gamma h = 2.09 \text{ ton/ m}^2$	
Estructura III (Almacén)	PC = $\gamma h = 5.11 \text{ ton/ m}^2$	(Zona de 2 niveles)
	PC = $\gamma h = 2.25 \text{ ton/ m}^2$	(Zona de 1 nivel)

Con la Presión de Contacto (PE) y la Presión de Compensación (PC) se determinó la **Presión Neta (PN)**, como la diferencia entre ambas, de lo que resulta que

Estructura I (Gobierno)	PN= PE-PC= 4.74 – 4.65 = 0.09 ton/ m²	Parcialmente compensada
Estructura II (Terapia)	PN= PE-PC= 2.11 – 2.09 = 0.02 ton/ m²	Parcialmente compensada
Estructura III (Almacén)	PN= PE-PC= 5.11 – 5.11 = 0.00 ton/ m²	Totalmente compensada Zona de 2 niveles
	PN= PE-PC= 2.28 – 2.25 = 0.03 ton/ m²	Parcialmente compensada Zona de 1 nivel

En conclusión, las estructuras se encuentran prácticamente compensadas, teniéndose un incremento de carga neta máxima de 0.1 ton/m², la que producirá deformaciones a largo plazo en la masa del subsuelo y cuya magnitud se determinó como se indica en los párrafos posteriores.

6.2. Capacidad de carga

Bajo las condiciones antes mencionadas, en el cálculo de capacidad de carga para los cajones de cimentación se consideraron las propiedades mecánicas correspondientes al material localizado a partir de 1 metro de profundidad, tomando únicamente las características cohesivas de los diferentes estratos involucrados y la geometría de la estructura respectiva.

La capacidad de carga admisible para este tipo de cimentación, se determinó con la expresión

$$q_q = c_u N_c F_R + P_v$$

Donde:

- q_q Capacidad de carga admisible, ton/m²
 c_u Cohesión aparente promedio de los estratos involucrados en la superficie de falla, determinada en los ensayos de resistencia, ton/m²
 N_c Coeficiente de capacidad de carga, determinado por la expresión

$$N_c = 5.14 \left[(1 + 0.25 D_f / B) + 0.25 B / L \right]$$

L = Longitud del cimiento en m.

B = Ancho del cimiento en m.

D_f = Profundidad de desplante del cimiento en m.

F_R Factor de resistencia igual a 0.70, adimensional

P_v Presión vertical total, a la profundidad de desplante por peso propio de suelo, ton/m²

Asignando los valores correspondientes a cada variable, la aplicación de la expresión anterior da como resultado las capacidades de carga afectadas, por el respectivo factor de resistencia. En la Tabla No. 4 se indican los resultados obtenidos para cada caso.

Tabla No. 4.- Capacidades de carga

ESTRUCTURA	D_f CAJON (M)	q_q (ton/m ²)	No. DE NIVELES
I (Gobierno)	3.00	11.9	2 niveles
II (Terapia)	1.35	9.9	1 nivel
III (Almacén)	3.30	13.2	Zona de 2 niveles
	1.45	9.4	Zona de 1 nivel

La profundidad de desplante D_f está referido al nivel actual del terreno.

6.3. Revisión del estado límite de falla

6.3.1. Primera combinación de acciones (carga permanente, más carga viva máxima). De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) (Ref. 2) debe verificarse la estabilidad de la cimentación para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales, que multiplicada por el factor de carga correspondiente, deben ser menores a la capacidad de carga admisible del suelo.

De esta manera, las cimentaciones propuestas deberán cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < q_q$$

Donde:

$\sum QF_c$ Suma de las acciones verticales a nivel de desplante de la cimentación (considerando carga viva máxima, C.V. máx.).

F_c Factor de carga: 1.40 en condiciones estáticas y 1.10 en condiciones accidentales, adimensional.

A Área de desplante de la cimentación, m².

q_q Capacidad de carga admisible, mostradas en la Tabla No. 4, ton/m².

Para las descargas que se tienen en cada estructura descrita, en las cuales se está considerando el peso propio del cajón, afectado por el factor de carga respectivo y evaluando ambos miembros de la desigualdad, se llega a los valores mostrados en la Tabla No. 5.

Tabla No. 5.- Primera combinación de acciones

ESTRUCTURA	$\sum QF_c$ (ton)	A M ²	$\sum QF_c/A$ (ton/m ²)	q_q (ton/m ²)	No. DE NIVELES
I (Gobierno)	7,189.1	1,083.4	6.6	11.9	2 niveles
II (Terapia)	1,083.5	366.8	2.9	9.9	1 nivel
III (Almacén)	1,223.3	171.1	7.2	13.2	Zona de 2 niveles
	1,404.9	440.2	3.2	9.4	Zona de 1 nivel

De acuerdo a los resultados mostrados en esta desigualdad, en condiciones estáticas no hay riesgo de una falla por cortante.

6.3.2. Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga variable). En cuanto a las condiciones instantáneas, el esfuerzo máximo por efecto del momento de volteo causado por sismo, se calculará empleando la siguiente expresión, donde se considera además el incremento de esfuerzo debido al 30% del momento en la otra dirección:

$$Q_{\text{màx}} = \left[\frac{Q}{A} + \frac{M_v y}{I_{xx}} + \frac{0.30M_v x}{I_{yy}} \right] F_c$$

Donde:

$Q_{\text{màx}}$	Esfuerzo máximo por efecto del momento de volteo, ton/m ² .
Q	Carga viva instantánea máxima, en ton.
A	Área del cajón de cimentación, en m ² .
M_v	Momento de volteo, en ton-m.
I_{xx}, I_{yy}	Momentos de inercia con respecto al eje considerado.
y	Ancho medio, en m.
x	Largo medio, en m.

Una vez que se obtengan los momentos máximos de toda la estructura, deberá aplicarse la ecuación anterior para obtener el valor del esfuerzo máximo y multiplicarlo por su respectivo factor de carga ($F_c = 1.1$).

6.4. Revisión del estado límite de servicio

Dadas las características del subsuelo del sitio, los asentamientos que sufrirán los cajones de cimentación de las nuevas estructuras, serán a largo plazo por efectos de la consolidación, los cuales se determinaron empleando la siguiente expresión matemática (Ref. 2 y 6)

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1+e_0} \right] \Delta z$$

Donde:

ΔH = Asentamiento de un estrato de espesor H, cm.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

Δe = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo Δp inducido a la profundidad Z por la carga superficial.

Δz = Espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes, cm.

Para el análisis de los asentamientos se consideró un **cajón de cimentación de tipo estanco**, parcial y totalmente compensado, desplantado de profundidades variables de 1.35 a 3.30 m y con una carga neta máxima de 0.09 ton/m². Con la aplicación de las variables indicadas se obtuvieron los resultados de la Tabla No. 6, en la cual se observa que los asentamientos máximos ocurren al centro de la losa de fondo.

Tabla No. 6.- Calculo de asentamientos

ESTRUCTURA	D_f CAJÓN (m)	ASENTAMIENTO AL CENTRO (cm)	No. DE NIVELES
I (Gobierno)	3.00	1,083.4	2 niveles
II (Terapia)	1.35	366.8	1 nivel
III (Almacén)	3.30	171.1	Zona de 2 niveles
	1,404.9	440.2	Zona de 1 nivel

6.5. Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación para la construcción de los cajones, el cálculo se realizó con la siguiente expresión matemática

$$S_{e-\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{qb(1-\nu^2)}{E} I_w$$

Donde

$S_{e-\text{m}\acute{a}\text{x}}$ = Expansión elástica a corto plazo, cm.

q = Descarga del suelo a la profundidad de excavación, kg/cm².

b = Ancho de la excavación, cm.

ν = Relación de Poisson, adimensional.

E = Módulo de elasticidad del suelo durante la descarga, kg/cm².

I_w = Factor de forma adimensional por la forma de la excavación.

Con este criterio se estimaron las expansiones máximas al centro de las franjas de excavación con diferentes dimensiones a los niveles de desplante requeridos, considerando una berma perimetral y taludes sólo en la zona con colindantes, concluyéndose que las expansiones máximas al centro de las excavaciones serán de 10.0 cm, lo cual se considera aceptable.

Para lograr lo anterior, será necesario que las excavaciones se efectúen en varias etapas tal como se muestran en las figuras Nos. 17, 18 y 19. En la figura No. 20 se muestra un corte longitudinal de las excavaciones que llevarán berma y talud, el que se recomienda dejar para protección a colindantes. Será necesario que el material de los taludes sea removido en franjas que no excedan de los 5.0 m de longitud y de forma alternada.

6.6. Revisión de la estabilidad de la excavación

La estabilidad de los taludes se revisó empleando un programa de computadora denominado **Tikal**, con la utilización del método Sueco por medio de dovelas (Ref. 6), en el que se considera válida la ley de resistencia de Mohr-Coulumb a lo largo de la superficie circular de falla.

El programa analiza todas las posibles fallas: local, en el cuerpo del talud, y general, ya sea por la base o por el pie; asimismo, considera el incremento del momento motor debido a las sobrecargas en la corona del talud, correspondiente al peso de las estructuras colindantes. El programa utiliza la siguiente expresión general

$$FS = \frac{Mr}{Mm}$$

En donde

FS = Factor de seguridad del talud.

Mr = Momento resistente.

Mm = Momento actuante o motor.

El momento resistente está dado por la expresión

$$Mr = (c_i L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi) R$$

y el momento motor, por la expresión

$$Mm = R (W \sin \alpha_i)$$

En las expresiones anteriores, las literales indicadas significan lo siguiente

c_i = Cohesión del material de la dovela i.

L_i = Longitud de la superficie de falla de la dovela i.

W_i = Peso de la dovela i.

α_i = Ángulo de inclinación de la dovela i.

ϕ = Ángulo de la fricción interna.

R = Radio del círculo de falla.

Se proponen dos tipos de taludes para las etapas de excavación, para las zonas donde no se tienen colindantes los taludes tendrán una inclinación de 90° , respecto a la horizontal; mientras que para las zonas donde existen colindancias se recomienda realizar la excavación con una berma mínima de 1.00 y un talud con inclinación de 75° respecto de la horizontal; es decir 0.30:1.00 (horizontal-vertical).

Analizando los taludes, con la consideración de una sobrecarga máxima de 1.50 ton/m^2 para el corte vertical y una sobrecarga de 2.50 ton/m^2 para el de 75° , con una profundidad máxima de excavación de 3.30 m, se obtuvieron **Factores de Seguridad mayores a F.S.=1.5**, recomendado para taludes temporales, como es el del presente caso.

Los taludes deberán protegerse por medio de un repellado de 3.0 cm de espesor, elaborado con cemento-cal-arena en proporción 1:3:8, colado sobre una malla tipo tela de gallinero, esto con el fin de evitar fallas locales que generen una mayor inestabilidad al resto de la excavación.

6.7. Instalación de pozos de bombeo

Para llevar a cabo la excavación y la construcción de los cajones de cimentación tipo estanco, desplantados a más de 1.50m, será necesario abatir el nivel de aguas freáticas encontrado durante los trabajos de la exploración geotécnica, muy superficialmente a 1.48 m en promedio. Previo a los trabajos de excavación, se deberán instalar pozos de observación, uno para la zona de Estructura I (Gobierno) y el segundo para la zona de Estructura III (Almacén); dichos pozos servirán para ubicar con exactitud la profundidad del Nivel de Aguas Freáticas (NAF) y monitorear su abatimiento, con el objeto de trabajar en seco.

De manera preliminar, se muestra una propuesta de la distribución de los pozos de bombeo, los que se ubicarán en número, separación y profundidad indicadas en las figuras Nos. 21 y 22 para las zonas de emplazamiento de las Estructuras I (Gobierno) y III (Almacén), respectivamente.

6.8. Empuje de tierras en los muros perimetrales del cajón

Para el análisis estructural de los muros de los cajones de cimentación se estableció la condición de que el suelo empuja sobre ellos. Para el cálculo del empuje del suelo en estado de reposo, se empleó la teoría de Rankine (Ref. 6 y 7), dado que los muros del cajón en esta etapa estarán restringidos de todo desplazamiento lateral.

6.8.1. Presiones en estado de reposo

Para el caso de los muros perimetrales de los cajones que contendrán las paredes de la excavación que se realice, se revisaron las condiciones reales a las que estará sometido en función del peso constructivo propuesto, considerando para ello la condición más crítica y definitiva para su diseño: un empuje de tierras en reposo, representando éste el equilibrio

final que deberá presentarse en la estructura durante su vida útil. El empuje de tierras en reposo se calculó mediante la expresión propuesta por Rankine (Ref. 7), presentada como sigue:

$$P_0 = (\sum \gamma' h + q) K_0 + u$$

Donde

$\sum \gamma' h$ = Sumatoria de la presión efectiva del suelo, obtenida a partir del producto de los pesos volumétricos por su espesor respectivo, ton/m².

q = Sobrecarga de la superficie, ton/m².

K_0 = Coeficiente de tierras en reposo, adimensional $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi$.

u = Presión hidrostática, ton/m²

De esta manera, los muros que formarán parte del cajón de cimentación, serán diseñados con los empujes del suelo en la condición de reposo, puesto que no se espera que se presenten movimientos del suelo ni del muro.

6.9. Módulo de reacción vertical del suelo

Para el diseño de la losa de fondo de los cajones, y con base en los resultados del estudio, se considera un módulo de reacción del suelo igual a $k = 0.006 \text{ kg/cm}^3$.

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se describe el procedimiento a seguir para efectuar las excavaciones y la construcción de la cimentación de las estructuras de proyecto.

7.1. Trabajos preliminares

Antes de realizar cualquier excavación y con el fin de controlar los movimientos que pudieran presentarse durante el proceso de excavación y construcción, se deberán colocar puntos de control topográfico (palomas) sobre las paredes de las construcciones existentes, a 1.00 m de altura sobre el nivel del terreno natural, a cada 8.00 m de separación entre sí y cubriendo la longitud total de las construcciones. Se tomarán dos lecturas previas al inicio de los trabajos de excavación en todos los puntos de referencia; una lectura diaria, durante el tiempo que duren los trabajos de excavación y construcción de los cajones de cimentación, una lectura semanal durante el resto de la construcción. Finalmente, se realizarán nivelaciones mensuales durante los seis meses posteriores a la terminación de la construcción; la frecuencia de las lecturas podrá modificarse de acuerdo con la magnitud de los movimientos registrados y a consideración de la supervisión.

Con los datos obtenidos de las nivelaciones topográficas de cada uno de los puntos de referencia, se elaborarán gráficas de deformación contra tiempo, las cuales, debidamente actualizadas, se tendrán en la residencia de obra.

Las nivelaciones se llevarán a cabo tomando como referencia un banco de nivel superficial localizado fuera del área de construcción.

Para medir las expansiones producidas por la excavación y redefinir, en su caso, las etapas de ataque de las diferentes áreas de acuerdo con los resultados obtenidos, se deberán de

instalar bancos de nivel flotante, preferentemente al centro de cada una de las áreas excavadas (Figura No. 23) y con las características indicadas en la Figura No. 24.

7.2. Demolición y reubicación de instalaciones subterráneas

Como ya se ha hecho mención, el hospital está actualmente en uso, por lo que, en la mayoría de los sitios destinados a las nuevas estructuras, se encuentran pisos de concreto hidráulico, zonas destinadas a áreas verdes y construcciones temporales; por lo que, se procederá al trazo y nivelación de las nuevas estructuras, ubicando en cada zona el eje de cada columna o elemento de carga y el área de influencia del cajón de cimentación, para lo que se colocarán las referencias correspondientes, mediante marcas de pintura o de cal.

Definidas las zonas de crecimiento, se deberán de realizar los levantamientos de las instalaciones subterráneas (drenaje, ductos de combustibles, líneas energizadas, líneas telefónicas, etcétera) las cuales, de existir, deberán de ser reubicadas y garantizar que las zonas de trabajo queden libres de instalaciones. Ningún cajón, en el caso de los pocos profundos, deberá quedar desplantado sobre algún ducto o instalación subterránea.

Para el caso especial de la Estructura III (Almacén), donde actualmente existen las oficinas de transporte, las oficinas del sindicato e intendencia, éstas deberán de ser reubicadas para llevar a cabo los trabajos de demolición en la zona; asimismo, se harán las excavaciones necesarias para la demolición y el completo retiro de la cimentación de las mismas. Se recomienda retirar inmediatamente, del área del predio, el material producto de la demolición, así como, en caso de existir instalaciones subterráneas, éstas deberán de ser reubicadas y garantizar que las zonas de trabajo queden libres de instalaciones. Se recomienda rellenar las zanjas que se llegasen a realizar, producto del retiro de la cimentación o instalaciones existentes, con el fin de facilitar las maniobras de los equipos de trabajo.

7.3. Instalación del sistema de abatimiento del NAF

Una vez concluido lo anterior, podrá realizarse la instalación de los pozos del sistema de abatimiento del nivel de aguas freáticas en las zonas de las Estructuras I y III (área de 2 niveles), el cual estará constituido por pozos de bombeo profundo, que se ubicarán de acuerdo con lo que se indica en la figuras No. 23.

El pozo se perforará con máquina rotatoria, equipada con una broca del tipo cola de pescado, inyectando agua a presión como fluido de perforación, el diámetro será de 25 cm y su profundidad deberá ser de 12.00 m, respecto al nivel del terreno natural.

Una vez alcanzada la profundidad especificada, se lavará la perforación con agua a presión; se considerará limpia hasta que el agua retorne libre de partículas, sin lodo. Antes de ademar la perforación, será necesario mantenerla llena de agua hasta rebosar, para evitar que sus paredes se cierren.

El ademe de los pozos será con un tubo de PVC, de 10 cm de diámetro, estará provisto por tres aletas de 1.00 m de longitud colocadas en forma simétrica alrededor del tubo y en tres puntos equidistantes a lo largo del mismo. El diámetro circunscrito por las aletas, debe ser aproximadamente igual al diámetro de la perforación, con el objeto de que el ademe quede centrado. Los ademes se ranurarán en toda su longitud, excepto los últimos 5.00 m del extremo superior y 1.00 m del extremo inferior y serán de 3 mm de grosor. El porcentaje del área de filtración del tubo no será menos del 3% ni mayor del 5%, del área perimetral del tubo.

El espacio anular, comprendido entre el ademe y la pared de la perforación, se rellenará en toda su longitud, con un filtro de grava de tamaños variables entre 0.5 y 1.0 cm. Para evitar que el filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla del número 8 alrededor del mismo. En el interior del ademe se instalará la bomba de eyector, a una profundidad de 3.00 m bajo el nivel máximo de excavación.

Se deberá abatir el nivel de aguas freáticas durante 48 horas, antes de hincar la excavación; el bombeo deberá funcionar en forma continua durante las veinticuatro horas del día y se suspenderá, prácticamente, hasta el término de la construcción de los 2 niveles proyectados.

Se recomienda la instalación de tubos de observación, cuyo propósito será monitorear el abatimiento del nivel de aguas freáticas. Es importante, que una vez suspendido el bombeo, se sellen las perforaciones en toda la longitud del ademe, empleando una mezcla de bentonita con arcilla, producto de las propias excavaciones.

7.4. Excavación por etapas

Las cimentaciones de las estructuras serán por medio de cajones parciales y completamente compensados, cuyas profundidades de desplante se muestran en la Tabla No. 4. El proceso de excavación y construcción de cimentación para cada estructura (Gobierno, Terapia y Almacén) se ejecutará en varias etapas, el objetivo es reducir las expansiones por efecto del alivio de esfuerzos, tal y como se indican en las Figuras Nos. 17, 18 y 19.

Para ejecutar la excavación de las zonas con colindancias (zona poniente de la Estructura I, y zonas sur y poniente de la Estructura III), será necesario tender taludes con inclinación 0.25:1, posteriormente a la construcción de una corona de 1.00 m de ancho en el perímetro de la franja excavada. Se recomienda que el equipo utilizado se coloque, al momento de realizar la excavación, a una distancia mayor o igual a 1.00 m del hombro de los cortes, además se cuidará de no colocar ningún otro tipo de sobrecarga, como pueden ser material de construcción o del producto de la excavación, cuya magnitud de carga puede ocasionar un comportamiento inestable e inseguro.

Las excavaciones se podrán realizar en forma continua empleando equipo mecánico, a excepción de los últimos 20 cm, los cuales se retirarán de forma manual, con el objeto de evitar sobre-excavaciones y el remoldeo de la superficie.

Los materiales, producto de las excavaciones, deberán retirarse inmediatamente fuera del área de construcción, con el fin de no generar sobrecargas sobre los taludes y facilitar las maniobras de construcción.

Se prevé el trabajo en seco para construcción de los cajones de la Estructura II (Terapia) y de la Estructura III (Almacén, en la zona de 1 nivel), pero en caso de construirse en época de lluvias o de presentarse algunos mantos colgados, se recomienda instalar un sistema de bombeo de achique para desalojar el agua acumulada. El bombeo de achique se realizará con una bomba eléctrica o de gasolina.

7.5. Colado de plantillas, losas de fondo y elementos estructurales

Inmediatamente después de alcanzar la profundidad máxima de excavación, se colará en el fondo de la franja excavada, una plantilla de concreto pobre ($f_c=100\text{Kg/cm}^2$) de 5 cm de espesor. Dos horas después de colada la plantilla, se procederá a colocar la cimbra y el acero de refuerzo, tanto de la losa de fondo como de las contratraves. Durante la colocación del armado de estos elementos, deberán dejarse las preparaciones para la liga estructural con las columnas, muros perimetrales y de la continuación de la losa de fondo; posteriormente se procederá a la colocación del concreto. La ubicación, geometría, detalles del acero de refuerzo y resistencia del concreto a utilizar, se indican en los planos estructurales correspondientes.

Posteriormente, se colocará el armado, se cimbrará y colocarán las columnas o muros perimetrales, según sea el caso; en las zonas de taludes y de bermas, de igual forma, se ejecutará en tramos alternados para eliminar la posibilidad de que se presenten movimientos indeseables en las bardas perimetrales vecinas, evitando excavar dos tramos consecutivos y, de forma estricta, no se podrá realizar la excavación de un nuevo tramo sin antes construir la estructura del anterior, ésta consistirá en el colado de la losa de fondo y del muro perimetral del cajón. Durante la construcción de los muros y columnas se dejarán

las preparaciones en el acero de refuerzo, para efectuar la liga estructural con la losa tapa de los cajones de cimentación.

7.6. Construcción de losa de tapa

En cuanto los muros perimetrales y columnas alcancen el 70% de su resistencia de proyecto, se realizará la colocación del acero de refuerzo y del concreto de la losa tapa del cajón, de acuerdo con las especificaciones indicadas en los planos estructurales del proyecto.

Se enfatiza en que los cajones serán tipo estanco, pero en caso de que aparezcan filtraciones de agua durante el tiempo que duren los trabajos antes mencionados, ya sea por la presencia del nivel de aguas freáticas o por lluvia, se deberán controlar por medio de bombeo de achique.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones.

8.1.1. El presente documento contiene las actividades, datos y conclusiones, resultado del estudio de mecánica de suelos realizado para la ampliación y remodelación de un hospital del ISSSTE, denominado Gral. José Ma. Morelos y Pavón, ubicado en la Av. Congreso de Chilpancingo Norte y Av. del Congreso de Chilpancingo Sur, S/N, Unidad Ermita Iztapalapa, Distrito Federal.

8.1.2. Tomando en cuenta las características estratigráficas de la cuenca de México, el predio en estudio se ubica dentro de la **Zona del Lago o Zona III**, caracterizada por estratos potentes de arcilla con altos contenidos de agua natural, de consistencia blanda, muy compresibles y de alta plasticidad.

8.1.3. Con base en la reglamentación vigente y en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, el sitio se ubica dentro de la **Zona Sísmica IIIb**, donde el coeficiente sísmico básico para el diseño de las estructuras del proyecto en cuestión es de 0.45, valor que deberá incrementarse un 50% por tratarse de estructuras pertenecientes al **Grupo A**.

8.1.4. El nivel de aguas freáticas se localizó a una profundidad de 1.48 m en promedio y fue medido a partir del nivel de excavación.

8.1.5. Estratigrafía: en la mayoría de las zonas destinadas a las futuras ampliaciones se presenta una losa de concreto con un espesor de 0.10 m; seguido de un material de relleno, constituido por limo pardo claro, tezontle, cascajo y pedacería de tabique rojo, presentando un espesor de unos 0.50 m; posteriormente se encontró una arcilla de baja a alta plasticidad, de color pardo a gris y de tonalidad de clara a oscura, con presencia de grumos del mismo material y alto contenido de carbonato de calcio. Este estrato presenta una consistencia de firme a media, el número de golpes obtenidos en el ensaye de penetración estándar varía de 14 a 6; subyacente y hasta la máxima profundidad explorada de 41.20 m, se perforó un potente estrato de arcilla de alta plasticidad y alta compresibilidad, de color gris a pardo con diversas tonalidades y de una consistencia muy blanda, cuyo número de golpes en el ensaye de penetración estándar fue de 1 y menor a 1. Finalmente y durante la exploración se identificaron, de forma intercalada en el estrato anterior, lentes de arena fina a media arcillosa, siendo las más representativas las perforadas a las profundidades de 6.30 a 7.20 m y de 17.00 a 18.00 m, dichos lentes presentan un color gris y tonalidad oscura, son de compacidad densa.

8.1.6. Considerando las cargas proporcionadas, así como las descargas del subsuelo por la excavación ejecutada, los cajones se encuentran parcialmente y/o totalmente compensados, con cargas netas descritas en el subcapítulo 6.1.2.

8.1.7. La capacidad de carga admisible total es de 9.4 ton/m².

8.1.8. Las deformaciones al centro de las cimentaciones se estimaron en 2.00 cm como máximo; sin embargo, tomando en cuenta la rigidez de la losa, se consideró que el asentamiento de la cimentación será en promedio menor a dicho valor.

8.1.9. Las excavaciones para alojar las cimentaciones se realizará conforme a lo descrito en los subcapítulos del capítulo 7.4, del **Proceso Constructivo**.

8.1.10. Será necesario que los trabajos de construcción de las cimentaciones sean continuos, para evitar que las excavaciones se mantengan abiertas durante períodos largos, para ello, se adecuará un programa de trabajo donde se incluya el suministro de materiales y equipo de construcción de manera continua.

8.2. Recomendaciones

Para las cimentaciones desplantadas por debajo del nivel de aguas freáticas, es recomendable la utilización de un aditivo en el concreto estructural que reduzca las posibles filtraciones dentro de los cajones de cimentación.

En las juntas entre colados deberá colocarse una junta plástica a fin de evitar filtraciones de agua freática.

Los espacios libres dentro de los cajones de cimentación deberán estar siempre secos, debiendo verificarse que no existan filtraciones de agua que pudieran provocar sobrecargas adicionales que pueden traducirse en asentamientos adicionales a los estimados.

Es importante evitar la falla de equipo y suministro de materiales para poder realizar los trabajos en forma continua y así evitar períodos largos de ejecución del procedimiento constructivo planeado, que lleven a un mal funcionamiento de la estructura durante su vida útil y que pudieran provocar posibles daños a las estructuras vecinas.

La remoción de material podrá efectuarse por medios mecánicos, a excepción de los últimos 20 cm, que deberán ser retirados manualmente a fin de evitar el remoldeo del material que serviría de apoyo a los cajones.

Se deberá evitar la concentración de cargas importantes sobre los hombros de los taludes del cajón, durante toda la etapa de excavación y construcción del mismo.

En el caso de la formación de grietas en la corona de los taludes deberán sellarse frecuentemente con una lechada de cemento-arena, en proporción de 1:3.

A fin de tener elementos para modificar, si es necesario, la secuencia de excavación se tomará por día lecturas de las líneas de colimación sobre las colindancias y de los bancos de nivel flotantes, manteniendo una gráfica actualizada en la obra.

Se deberá adicionar un aditivo al concreto con la finalidad de reducir los tiempos de fraguado y, de ésta forma, acelerar el proceso constructivo.

Las conclusiones y recomendaciones están basadas en las condiciones de carga consideradas en el cuerpo del informe; sin embargo, es importante señalar que el peso estimado del propio cajón, una vez afinadas las cargas y momentos de la estructura en conjunto, se deberán revisar los análisis de carga indicados en los capítulos anteriores. Cualquier modificación importante en las condiciones del proyecto (peso de las estructuras) deberá reportarse al área de geotecnia a fin de evaluar la influencia de tales cambios con respecto a los resultados del presente estudio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), *El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México*, Simposio del 10 de marzo de 1978, S.M.M.S.
- 2.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), 2004.
- 3.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS), 2004.
- 4.- ASTM Designation: D 1586-67, Standard Method of Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils.
- 5.- Secretaría de Recursos Hidráulicos, *Manual de Mecánica de Suelos*, 2ª Edición, México, 1970.
- 6.- Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, Fourth Edition, Editorial McGraw Hill Book Co., 1985.
- 7.- Tamez, G. E., *Ingeniería de Cimentaciones*, TGC Geotecnia.
- 8.- Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del gobierno Distrito Federal, *Sinopsis de la Piezometría del valle de México*, Lesser y Asociados, año 2000.
- 9.- Gobierno del Distrito Federal y ACDI, *Plan de manejo integral de las Microcuencas del Suelo de Conservación del D.F.*, Informe final (Estudio Roche).
- 10.- *Mecánica de Suelos*, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Editorial Limusa, Edición 1963.
- 11.- *Sismos*, Serie Fascículos, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Secretaría de Gobernación, 4ª Edición, 2001.

ANEXO A
FIGURAS

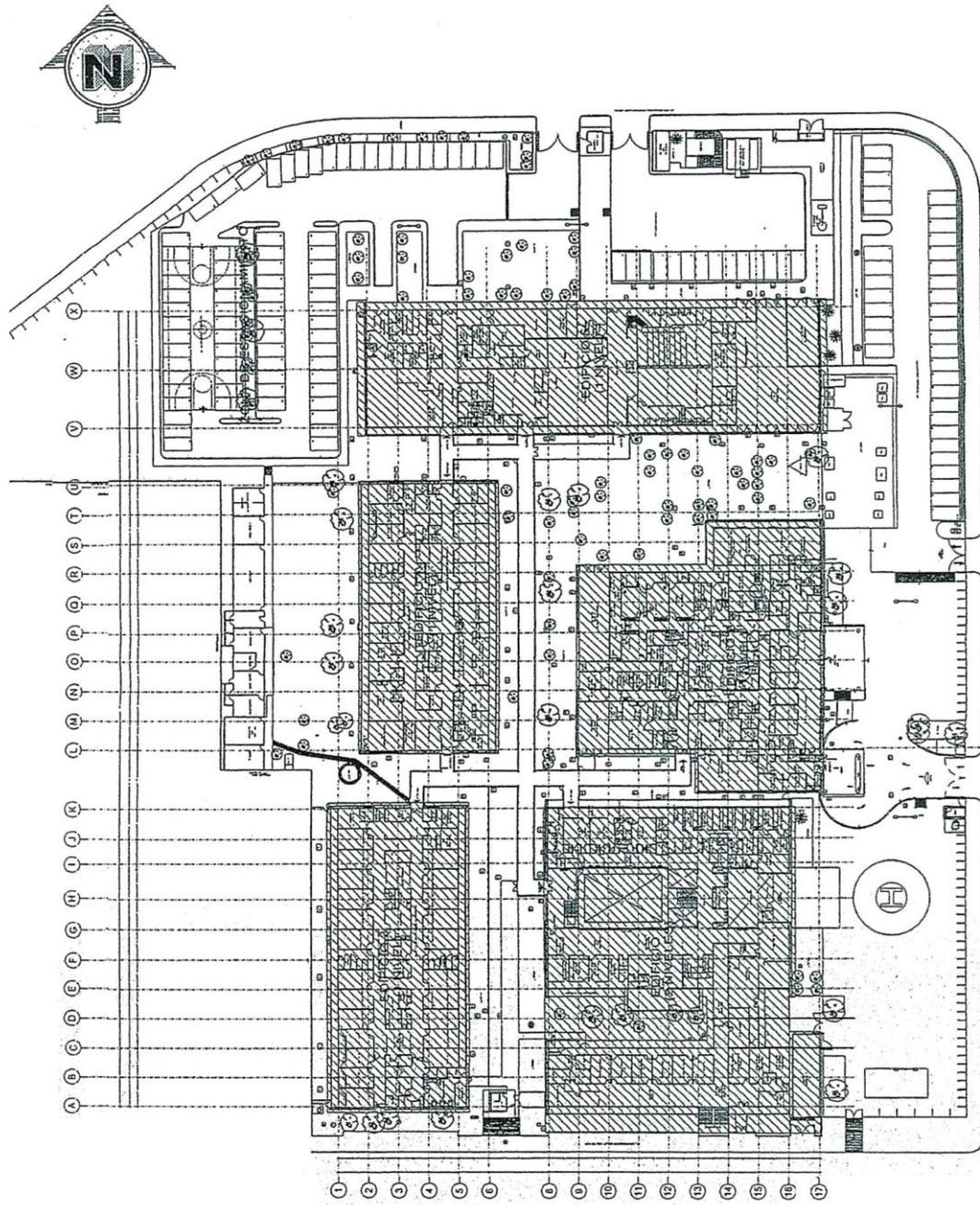


Figura No.2 PLANTA ARQUITECTONICA DEL ESTADO ACTUAL DEL HOSPITAL (PLANTA BAJA).
"HOSPITAL GENERAL JOSE MA. MORELOS Y PAVON", AV.CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA, DELEGACION IZTAPALAPA

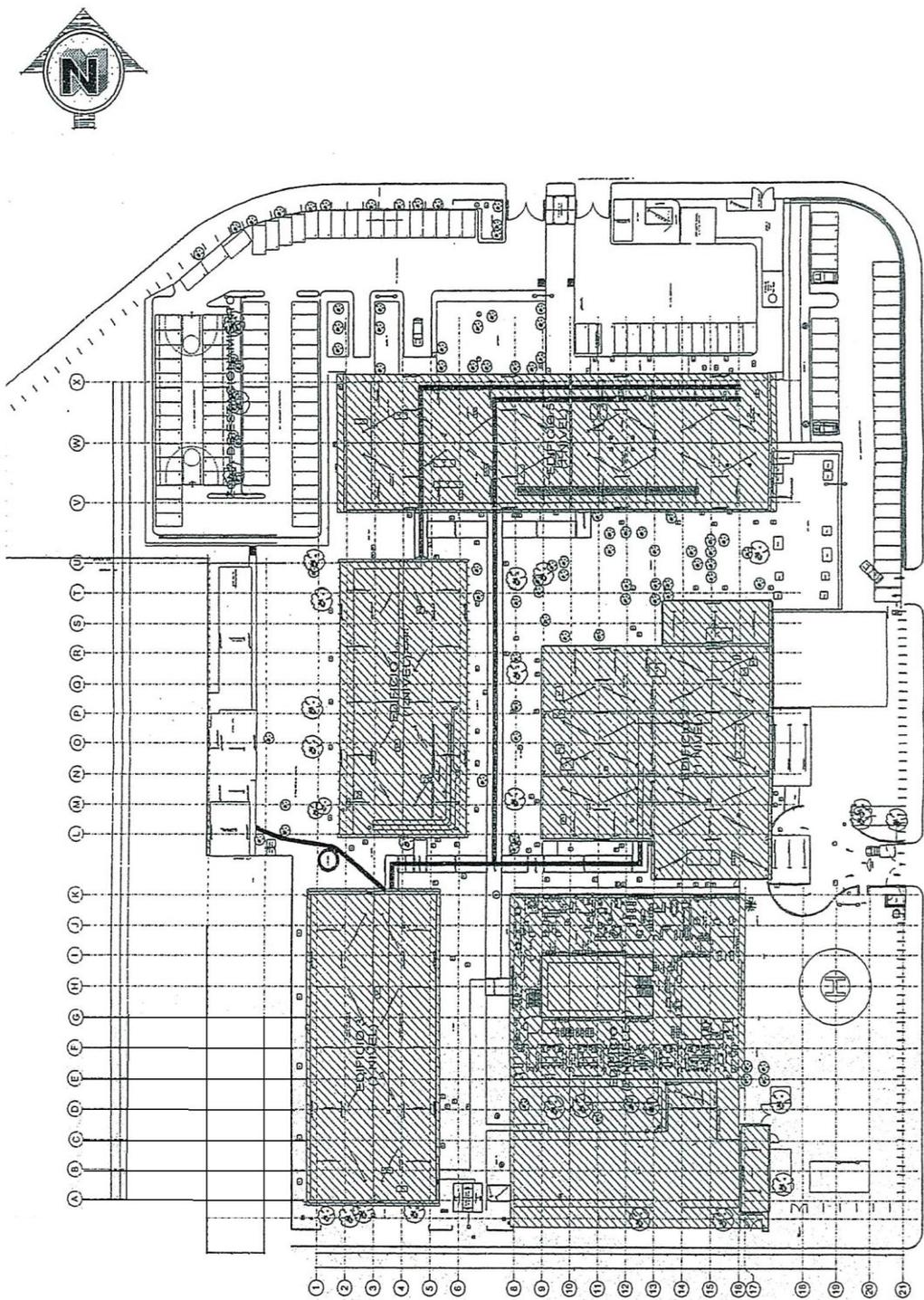


Figura No.3 PLANTA ARQUITECTONICA DEL ESTADO ACTUAL DEL HOSPITAL (PLANTA ALTA).
 "HOSPITAL GENERAL JOSE MA. MORELOS Y PAVON", AV.CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA, DELEGACION IZTAPALAPA

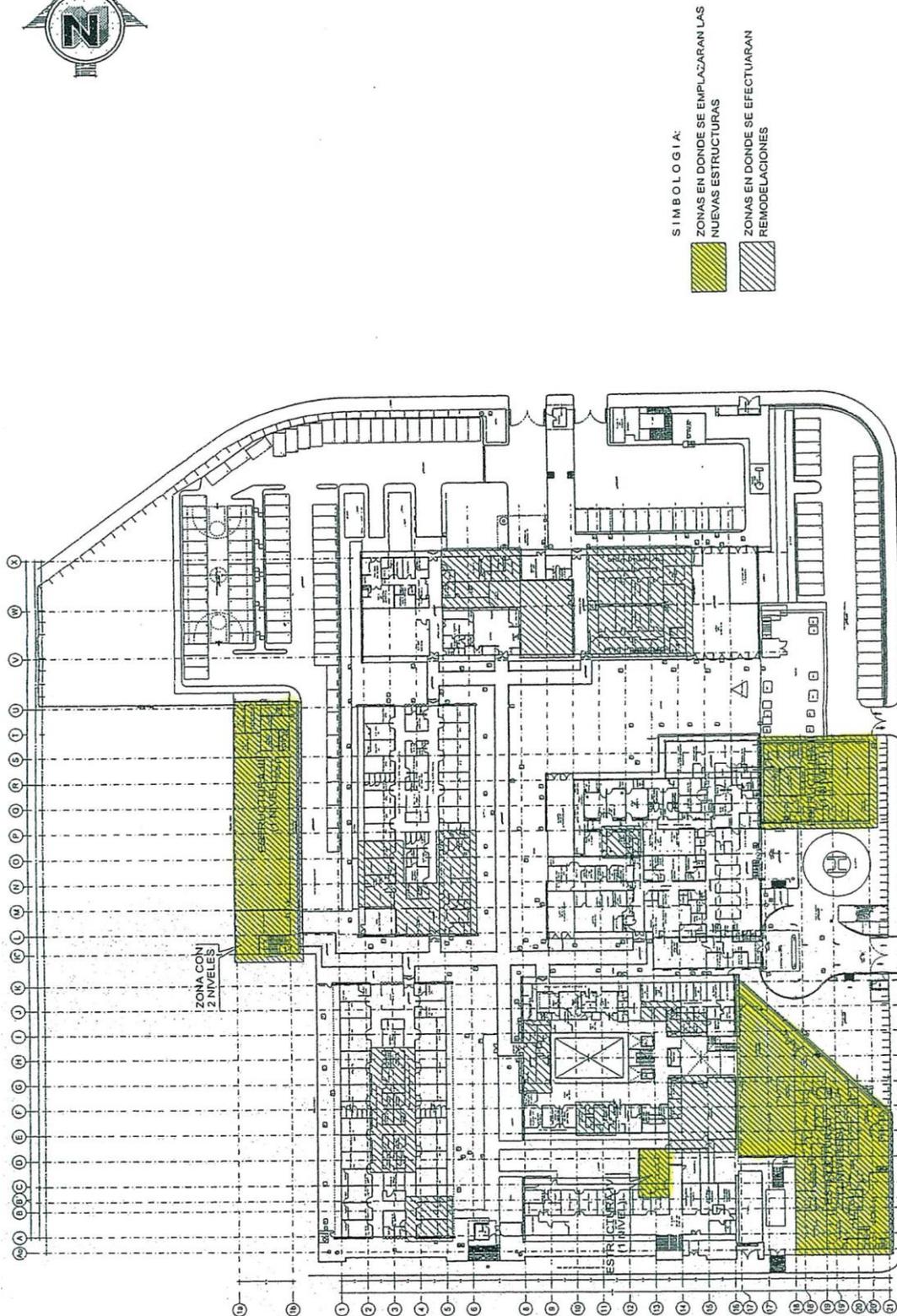


Figura No.4 PLANTA ARQUITECTONICA DEL PROYECTO DE AMPLIACION (PLANTA BAJA).

"HOSPITAL GENERAL JOSE MA. MORELOS Y PAVON", AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA, DELEGACION IZTAPALAPA

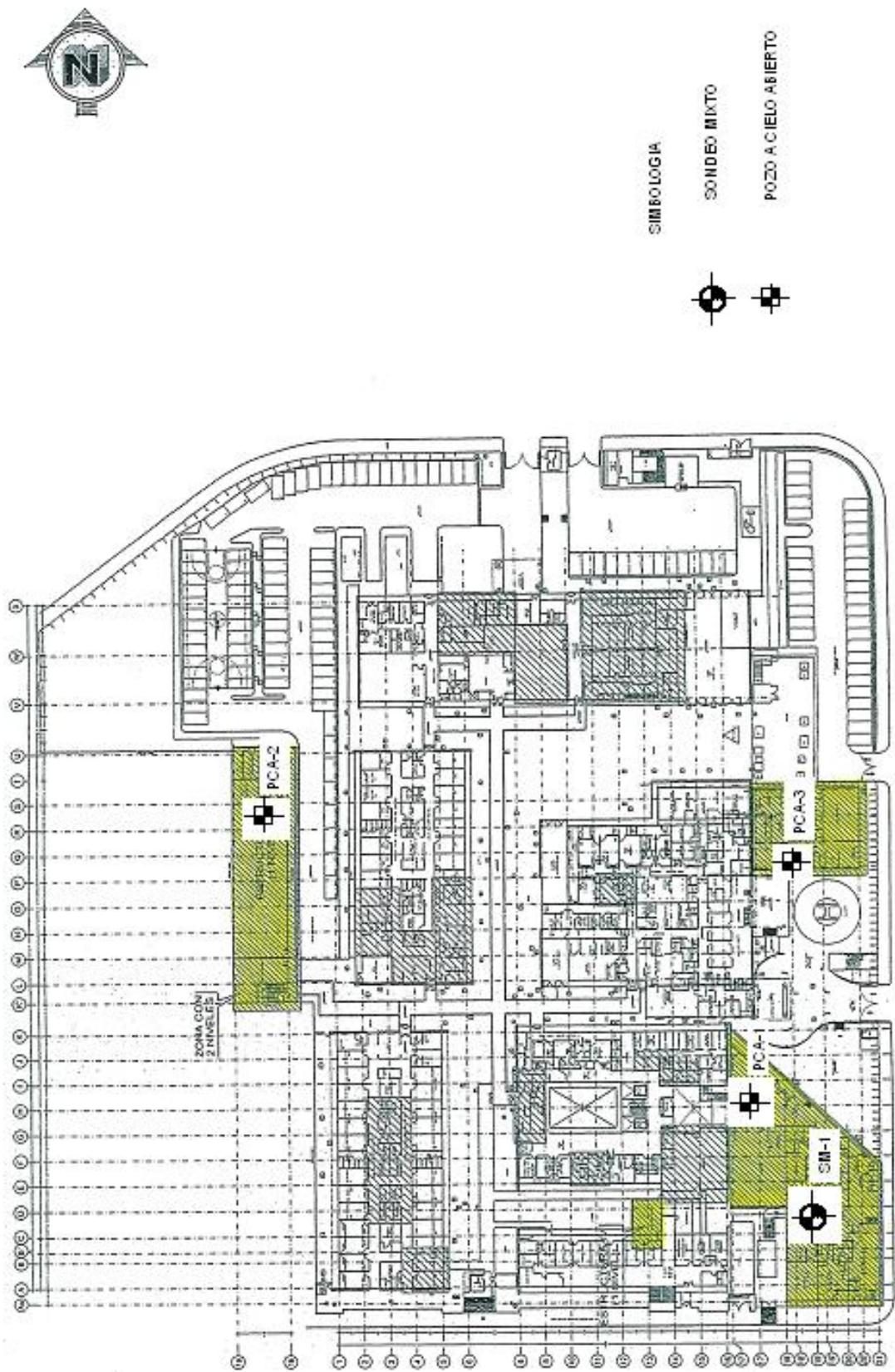
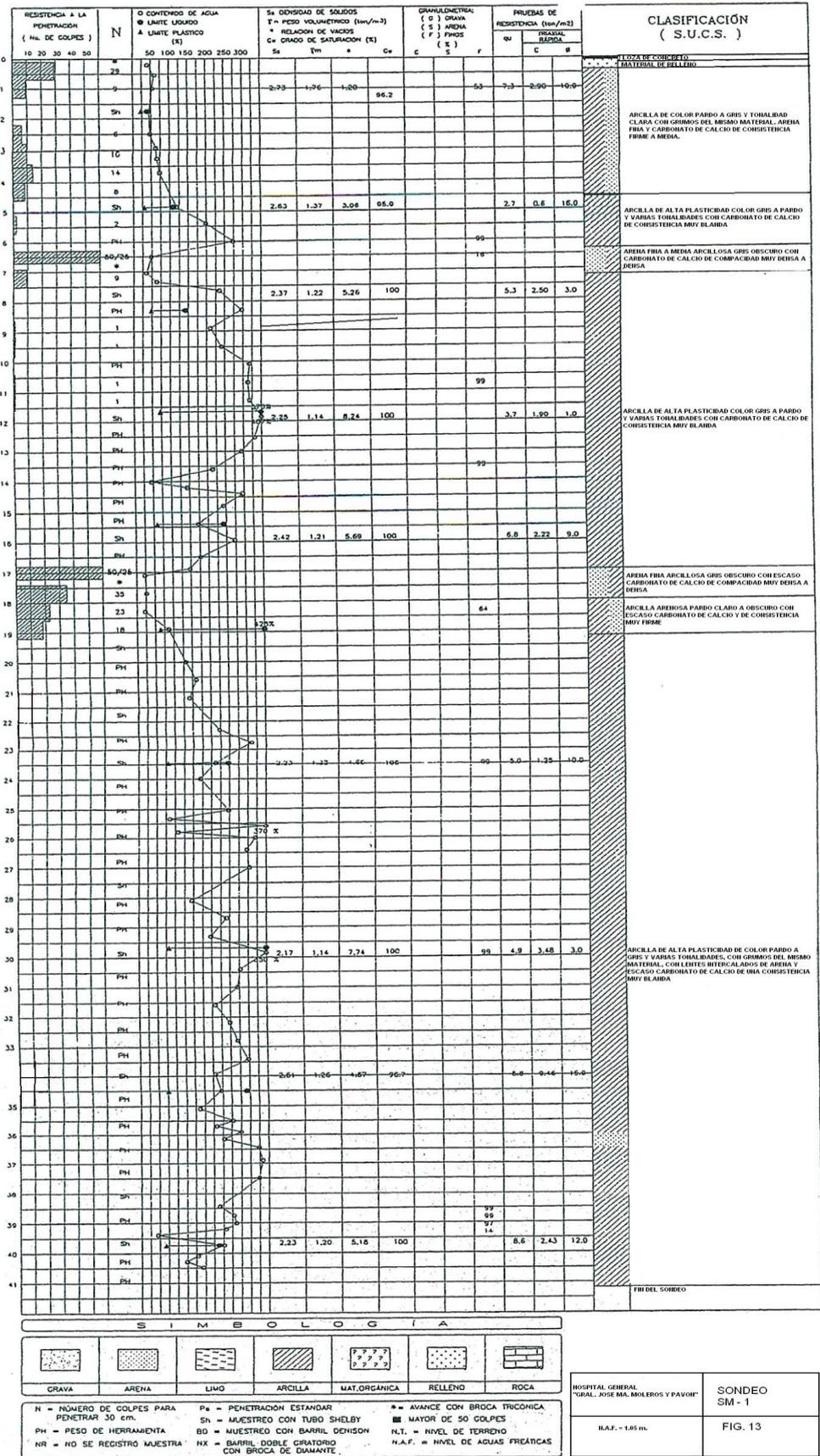
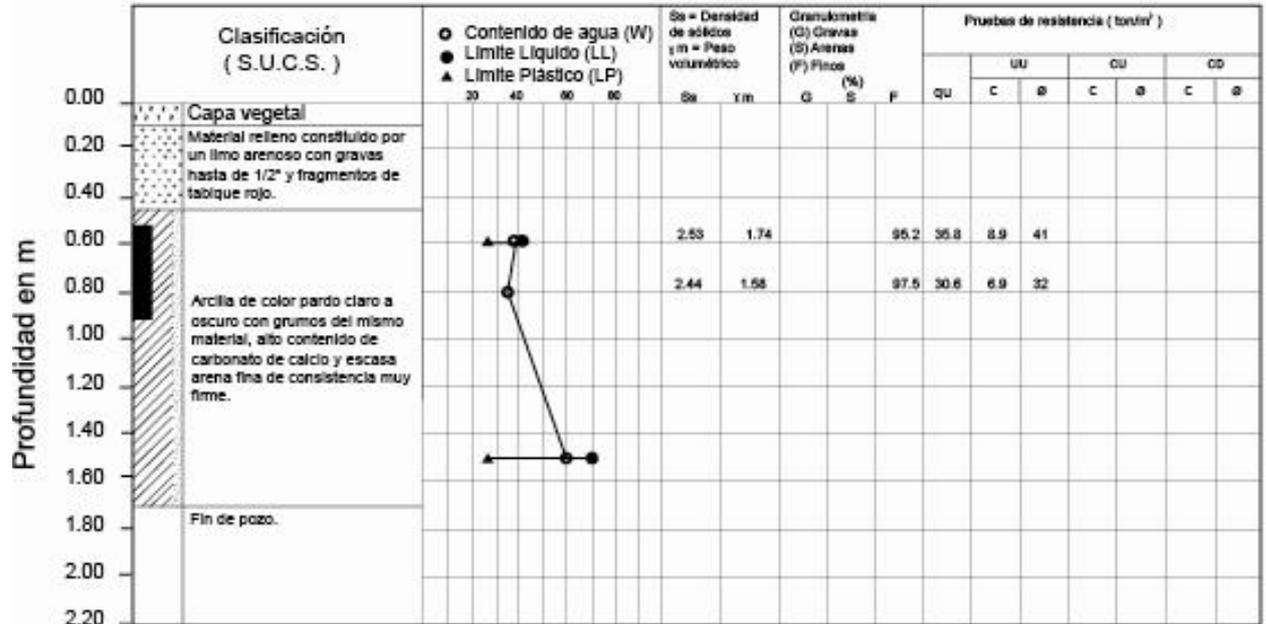


Figura No.12 LOCALIZACION DEL SONDEO Y DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO

Figura No. 13
Sondeo Profundo a 41.20 m.



Pozo a cielo abierto

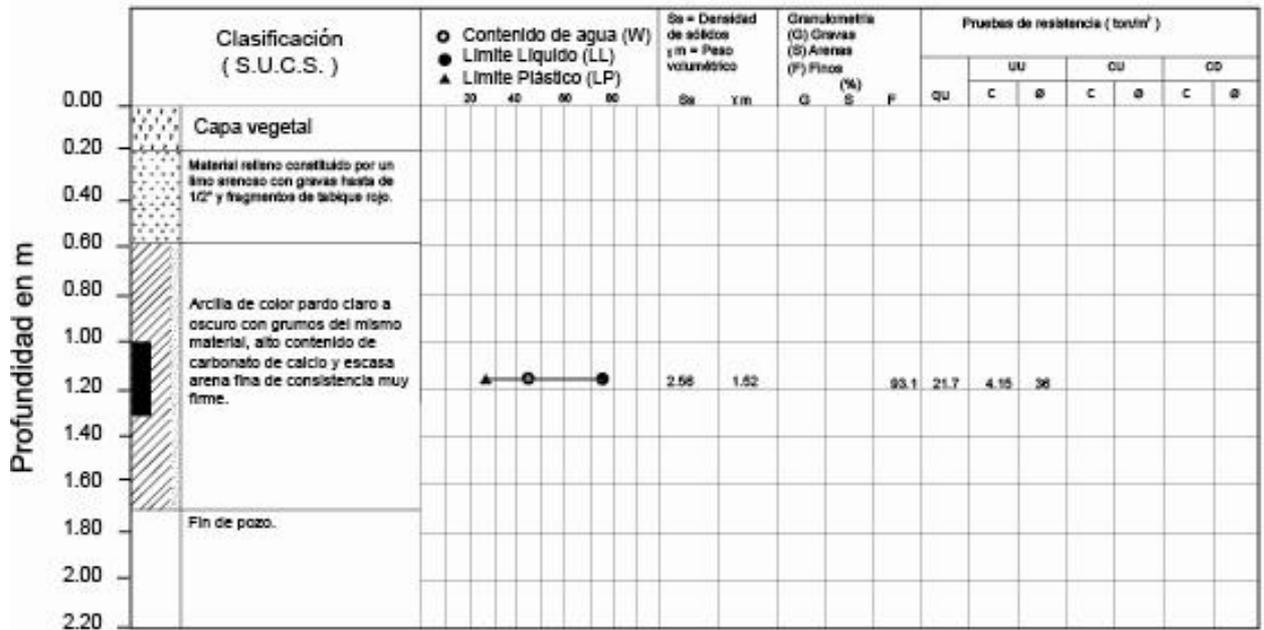


SIMBOLOGIA						
Grava	Arena	Limo	Arcilla	Mat. Orgánica	Arcilla	Roca
N.T.	- Nivel de Terreno	φ	- Angulo de Fricción			
N.A.F.	- Nivel de Aguas Freaticas	C	- Cohesión			
P.C.A	- Pozo a Cielo Abierto	■	- Muestra Cúbica			
C	- Cohesión	γ _m	- Peso Volumétrico			

Obra: Hospital general "Gral. José Ma. Morelos y Pavon"	Sondeo P.C.A. -1
Fecha: octubre 2008	Figura : 14
N.A.F. = 1.30 m.	

Figura No. 14

Pozo a cielo abierto



SIMBOLOGIA						
Grava	Arena	Limo	Arcilla	Mat. Orgánica	Arcilla	Roca
N.T.	- Nivel de Terreno	φ	- Angulo de Fricción			
N.A.F.	- Nivel de Aguas Freáticas	C	- Cohesión			
P.C.A	- Pozo a Cielo Abierto	■	- Muestra Cúbica			
C	- Cohesión	γm	- Peso Volumétrico			

Obra: Hospital general "Gral. José Ma. Morelos y Pavon"	Sondeo P.C.A. -1
Fecha: octubre 2008	Figura : 15
N.A.F. = 1.30 m.	

Figura No. 15

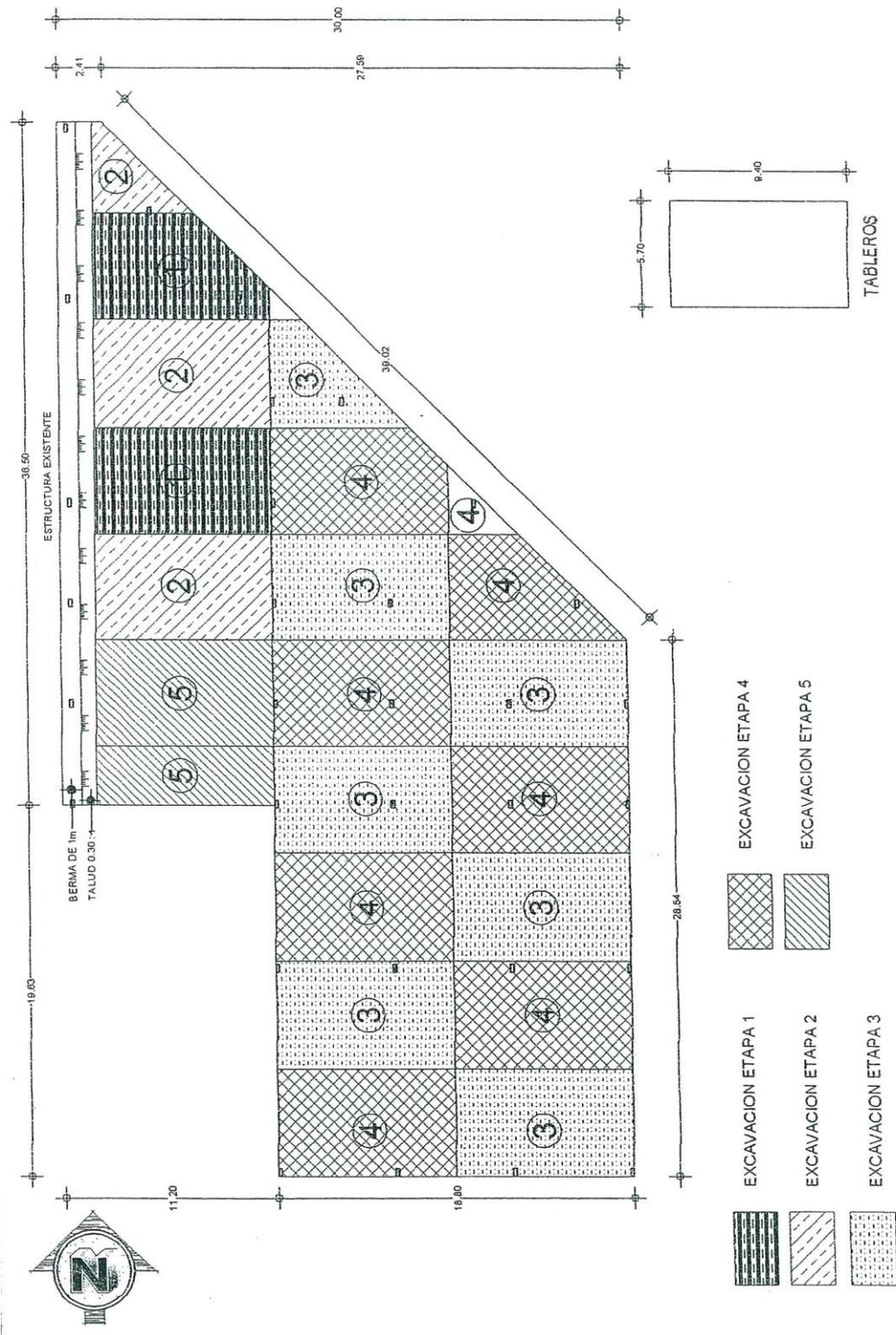


Figura No. 17 PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION EXSTRUCTURA I (GOBIERNO)
 "HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON" AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD,
 UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA

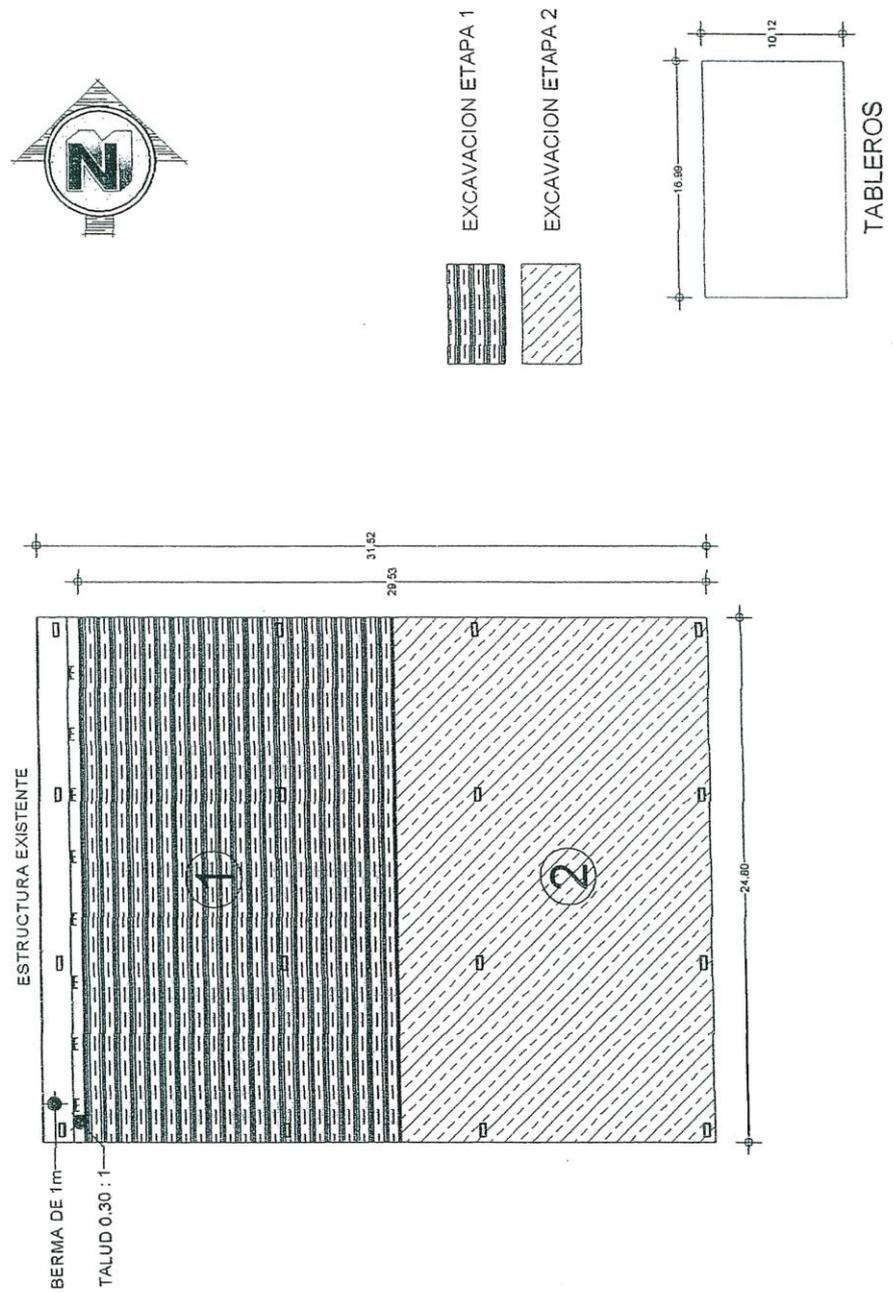


Figura No. 18 PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION ESTRUCTURA II (TERAPIA)
 "HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON" AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD,
 UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA

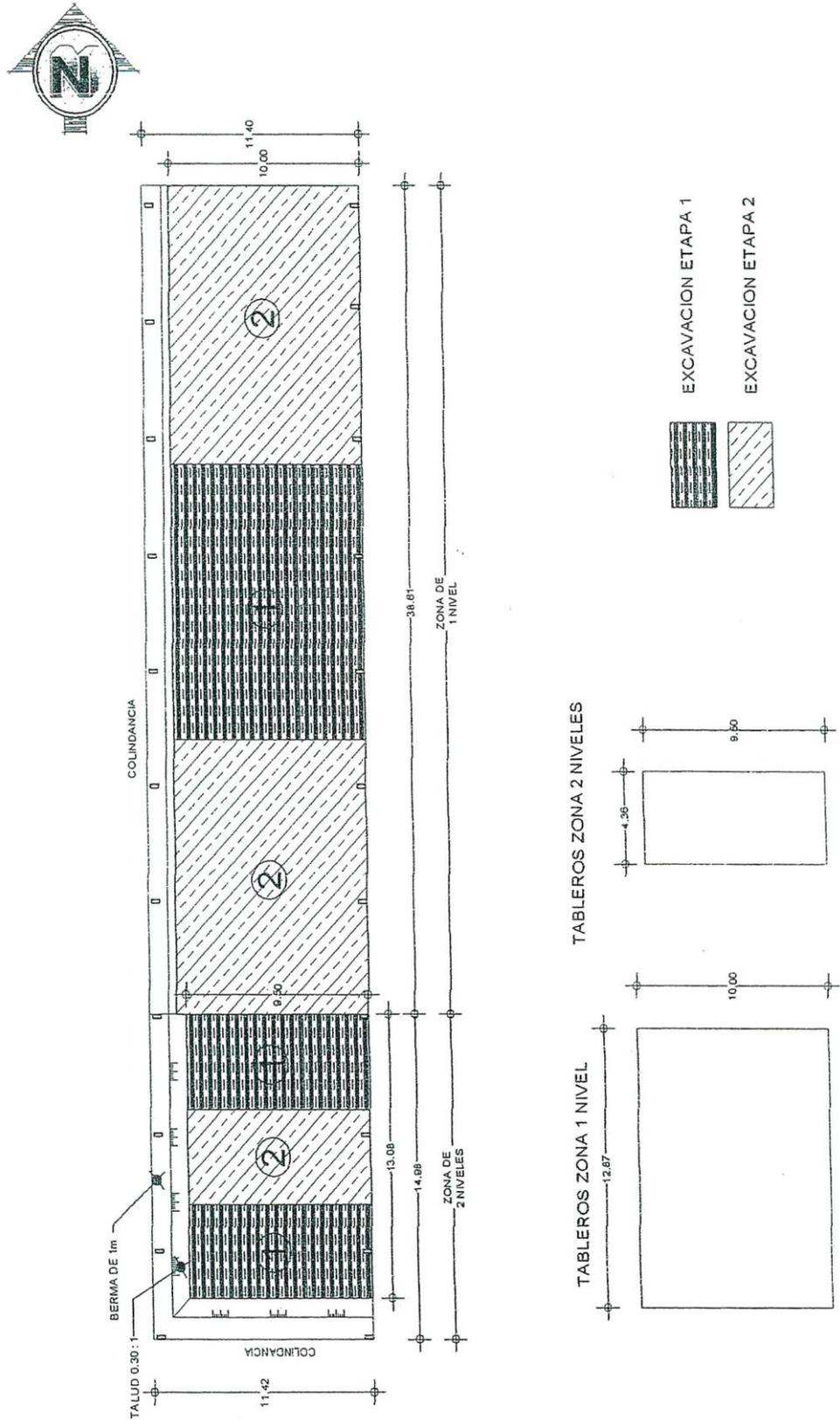


Figura No. 19 PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION ESTRUCTURA III (ALMACEN)
 "HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON" AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD,
 UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA

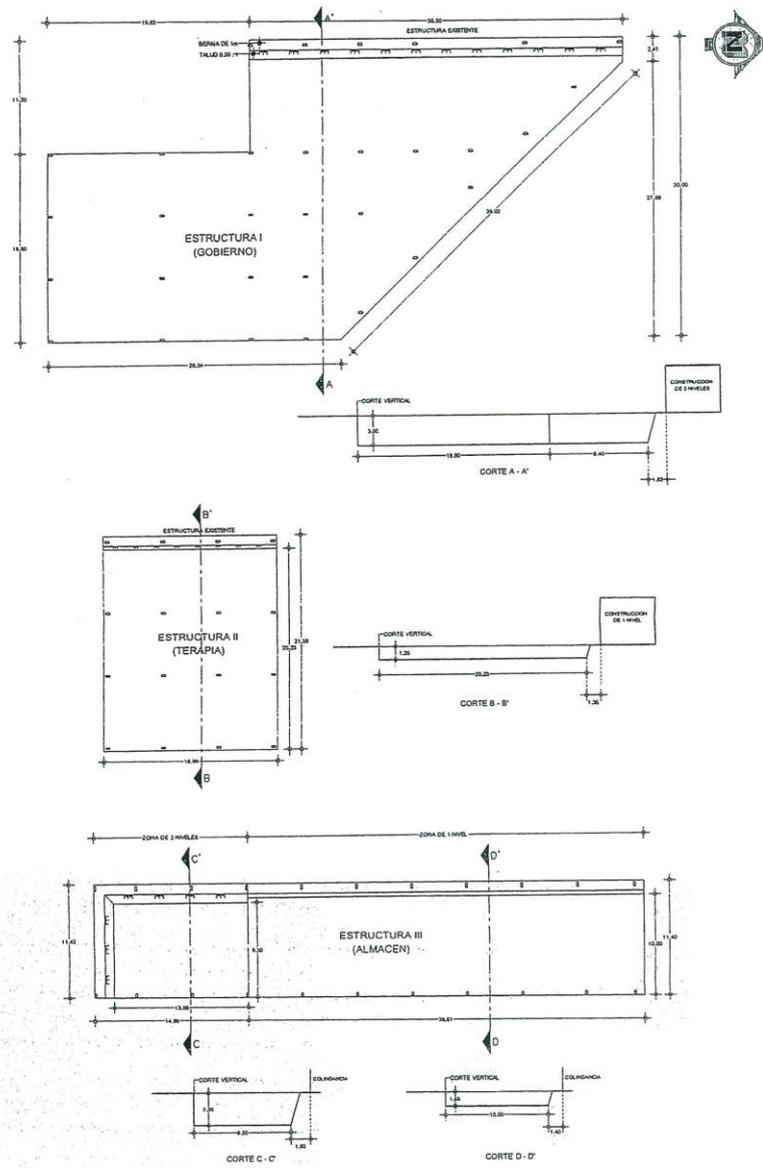


Figura No. 20 CORTE LONGITUDINAL DE LAS EXCAVACIONES EN DONDE SE DEJARA BERME Y TALUD DE 75”
 “HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON” AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD,
 UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA

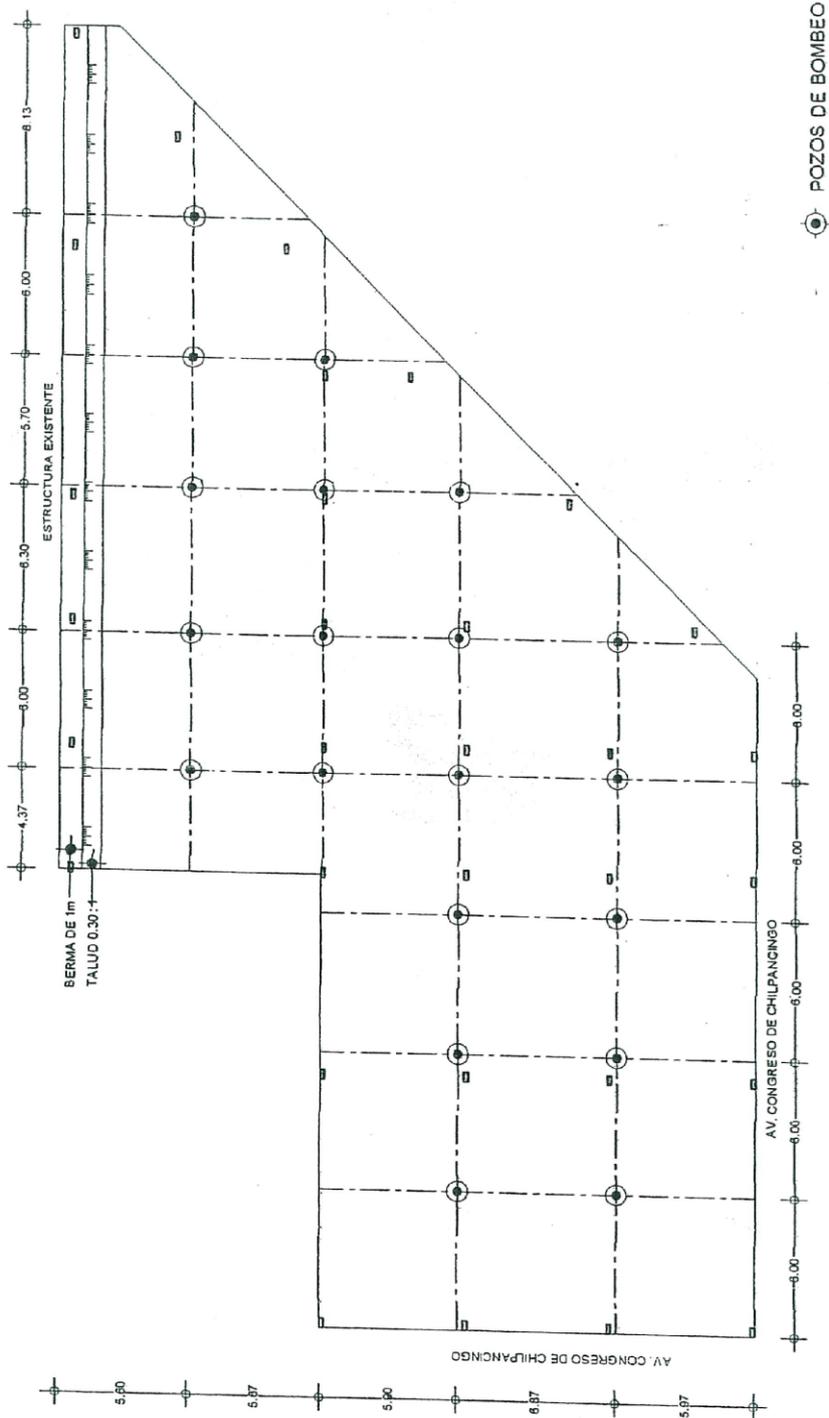
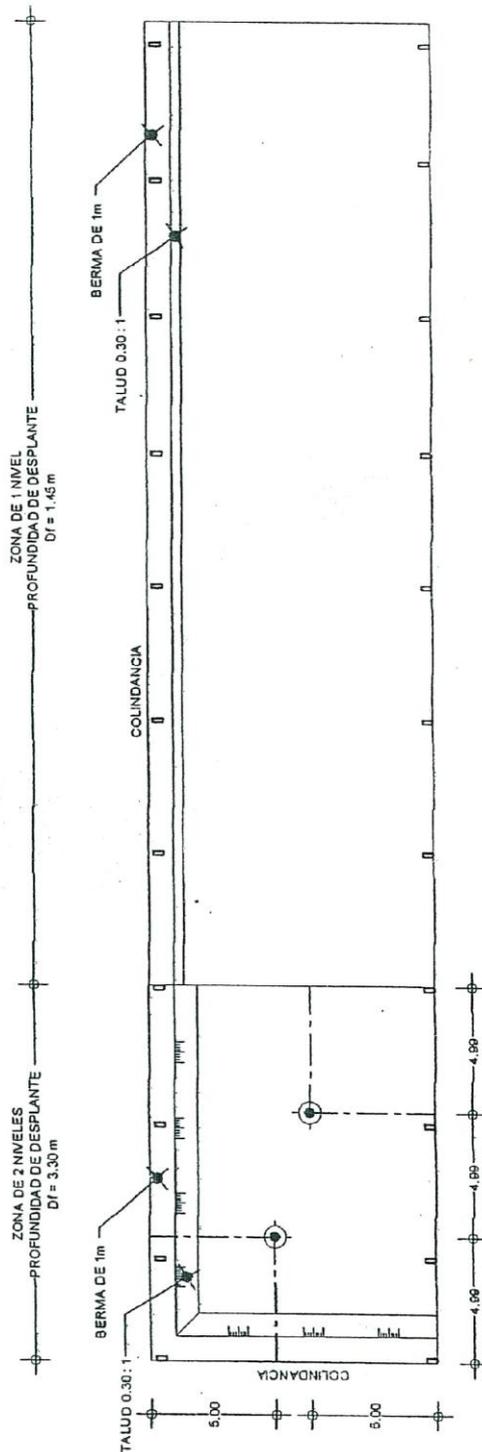
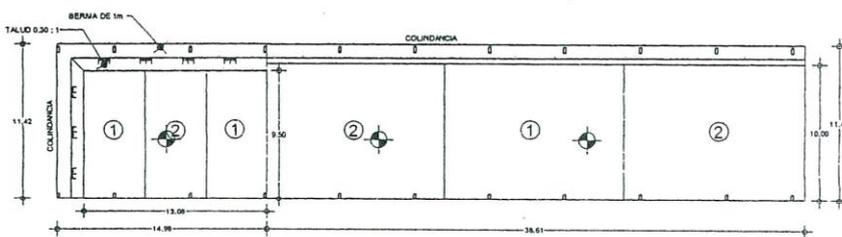
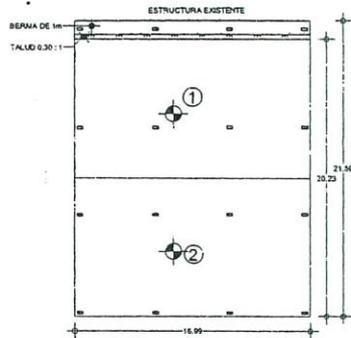
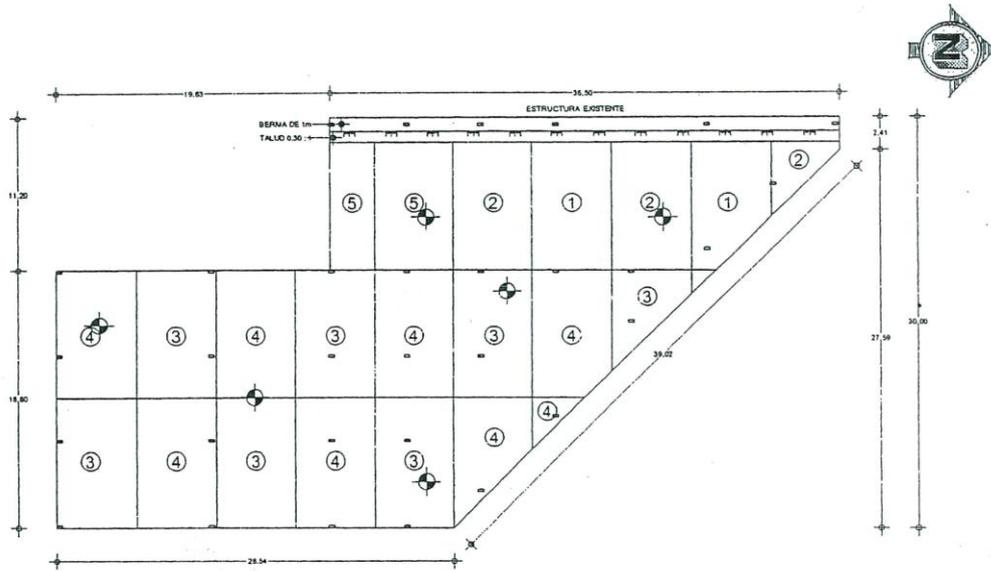


Figura No. 21 PLANTA DE UBICACIÓN DE POZOS DE BOMBEO ESTRUCTURA I (GOBIERNO)
"HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON" AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA



POZOS DE BOMBEO

Figura No. 22 PLANTA DE UBICACIÓN DE POZOS DE BOMBEO ESTRUCTURA III (ALMACEN)
"HOSPITAL GENERAL JOSE Ma. MORELOS Y PAVON" AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA DELEGACION IZTAPALAPA



⊕ BANCOS DE NIVEL FLOTANTE

Figura No.23 BANCOS DE NIVEL FLOTANTE

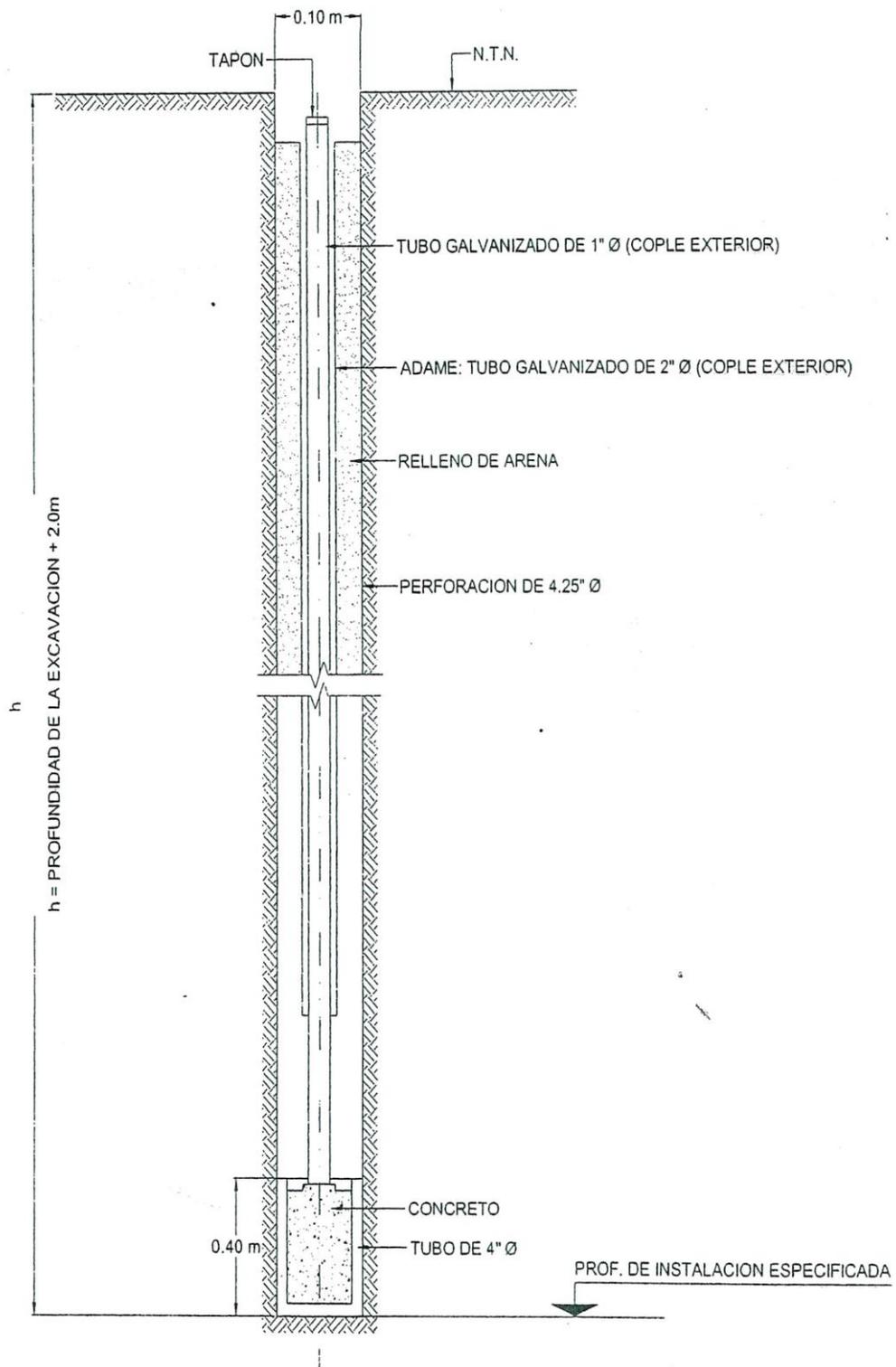


Figura No.24 CARACTERISTICAS DE LOS BANCOS DE NIVEL FLOTANTE

ANEXO B

**RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE
LABORATORIO**

PORCENTAJE DE FINOS POR LAVADO

PROYECTO: HOSPITAL GENERAL "JOSE MA. MORELOS Y PAVON "

LOCALIZACION AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA

FECHA: SEPTIEMBRE 2008.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	TARA	WSS+T	WT	Wss Inicial	Wss Final	W Finos	Finos
No.	No.	(Mtos.)	No.	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(%)
SM-1	M-3	1.30 2.20	5	136.00	11.30	123.70	58.40	65.30	52.79
SM-1	M-9	5.70 6.30	49	26.90	11.40	15.50	0.20	15.30	98.71
SM-1	M-10	6.30 6.70	16	106.50	11.50	95.00	79.70	15.30	16.11
SM-1	M-17	10.40 11.00	46	33.70	11.90	21.80	0.20	21.60	99.08
SM-1	M-22	13.30 13.90	40	45.10	11.30	33.80	0.10	33.70	99.70
SM-1	M-30	18.00 18.60	109	116.80	12.60	104.20	37.10	67.10	64.40
SM-1	M-37	23.20 23.70	100	51.80	11.70	39.90	0.10	39.80	99.75
SM-1	M-47	29.60 30.10	42	37.40	11.60	25.80	0.10	25.70	99.61
SM-1	M-62(a)	38.90 39.50	116	30.50	15.60	14.90	0.10	14.80	99.33
SM-1	M-62(b)	38.90 39.50	146	35.30	15.20	20.10	0.10	20.00	99.50
SM-1	M-62(c)	38.90 39.50	133	44.40	14.90	29.50	0.90	28.60	96.95
SM-1	M-63(d)	38.90 39.50	126	61.30	15.60	45.70	39.30	6.40	14.00
PCA-1	MC-1	0.50 0.70	2	114.00	12.00	102.00	4.90	97.10	95.20
PCA-1	MC-2	0.70 0.90	156	123.60	15.00	108.80	2.70	105.90	97.51
PCA-2	MC-1	1.00 1.30	3	103.20	11.80	91.40	6.30	85.10	93.11
PCA-3	M-1	0.50 1.30	129	110.40	15.4	95.00	1.50	93.50	98.42

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

PROYECTO: HOSPITAL GENERAL "JOSE MA. MORELOS Y PAVON "
 LOCALIZACION AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA ZARAGOZA
 FECHA: SEPTIEMBRE 2008.

MUESTRA	PROFUNDIDAD		TARA	W _{sh+T}	W _{ss+T}	W _T	W _w	W _s	W
No.	(Mtos.)		No.	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(Gr)	(%)
SM-1									
M-1 (a)	0.10	0.70	122	146.5	115.2	15.4	31.30	99.80	31.36
M-1 (b)	0.10	0.70	180	131.1	88.4	15.0	42.70	73.40	58.17
M-2	0.70	1.30	185	141.9	97.9	15.4	44.00	82.50	53.33
M-3	1.30	2.20	5	186.5	135.0	11.3	51.50	123.70	41.63
M-4	2.20	2.80	179	228.0	161.9	14.9	66.10	147.00	44.97
M-5 (a)	2.80	3.40	147	128.4	85.4	15.5	43.00	69.90	61.52
M-5 (b)	2.80	3.40	137	120.1	78.2	15.7	41.90	62.50	67.04
M-6	3.40	4.00	125	133.1	83.7	14.9	49.40	68.80	71.80
M-7	4.50	5.10	160	179.9	90.2	15.3	89.70	74.90	119.76
M-8	5.10	5.70	36	107.4	43.5	11.3	63.90	32.20	198.45
M-9	5.70	6.30	49	69.3	26.9	11.4	42.40	15.50	273.56
M-10	6.30	6.70	16	153.4	106.5	11.5	46.90	95.00	49.37
M-11 (a)	6.90	7.50	25	185.7	146.9	11.3	38.80	135.60	28.61
M-11(b)	6.90	7.50	27	80.1	53.6	12.0	26.50	41.60	63.70
M-12	7.50	8.00	19	136.3	49.6	12.6	86.70	37.00	234.32
M-13	8.00	8.60	29	112.8	37.2	11.6	75.60	25.60	295.31
M-14	8.60	9.20	26	122.9	47.0	11.9	75.90	35.10	216.24
M-15	9.20	9.80	90	114.9	42.0	11.3	72.90	30.70	237.46
M-16	9.80	10.40	84	121.0	37.9	11.8	83.10	26.10	318.39
M-17	10.40	11.00	46	102.1	33.7	11.9	68.40	21.80	313.76
M-18	11.00	11.60	14	74.8	26.5	11.4	48.30	15.10	319.87
M-19	11.60	12.10	43	137.9	36.6	11.7	101.30	24.90	406.83
M-20	12.40	12.70	75	108.5	34.5	12.1	74.00	22.40	330.36
M-21	12.70	13.30	94	101.0	34.7	11.9	66.30	22.80	290.79
M-22	13.30	13.90	40	118.4	45.1	11.3	73.30	33.80	216.86
M-23 (a)	13.90	14.50	72	72.7	53.3	11.8	19.20	41.50	46.27
M-23(b)	13.90	14.50	34	111.3	53.2	11.5	58.10	41.70	139.33
M-23(c)	13.90	14.50	56	98.1	34.0	12.2	64.10	21.80	294.04
M-24	14.50	15.10	63	107.7	39.8	11.8	67.90	28.00	242.50
M-25	15.10	15.70	33	138.5	59.0	11.9	79.50	47.10	168.79
M-26	15.70	16.20	99	146.4	48.2	12.1	98.20	36.10	272.02
M-27	16.20	16.80	35	112.6	48.2	11.8	64.40	36.40	176.92
M-28 (a)	16.80	17.20	62	108.8	51.0	11.9	57.80	39.10	147.83
M-28(b)	16.80	17.20	113	125.6	105.2	12.5	20.40	92.70	22.01
M-29	17.40	18.00	106	140.5	113.8	12.4	26.70	101.40	26.33
M-30	18.00	18.60	109	140.3	116.8	12.6	23.50	104.20	22.55
M-31	18.60	19.20	115	168.1	96.1	12.2	70.00	85.90	81.49

M-32	19.70	20.30	2	118.6	58.9	12.0	59.70	46.90	127.29
M-33	20.30	20.90	3	121.5	53.7	11.8	67.80	41.90	161.81
M-34	20.90	21.50	4	142.9	67.1	11.8	75.80	55.30	137.07
M-35	22.00	22.60	32	112.0	42.9	11.8	69.10	31.10	222.19
M-36	22.60	23.20	65	108.0	35.0	11.4	73.90	23.60	313.14
M-37	23.20	23.70	100	137.1	51.6	11.7	85.50	39.90	214.29
M-38	23.70	24.30	64	113.6	49.8	11.7	63.80	38.10	167.45
M-39 (a)	24.90	25.50	66	110.4	39.6	11.1	70.80	28.50	248.42
M-39 (b)	24.90	25.50	67	36.2	25.5	12.6	10.70	12.90	82.95
M-40 (a)	25.50	26.10	86	119.4	34.6	11.7	84.80	22.90	370.31
M-40 (b)	25.50	26.10	69	100.2	54.2	11.5	46.00	42.70	107.73
M-40 (c)	25.50	26.10	73	124.1	38.6	11.8	85.50	26.80	319.03
M-41	26.10	26.70	74	106.2	35.6	11.8	70.60	23.80	296.64
M-42	26.70	27.30	78	107.4	35.5	11.7	71.90	23.80	302.10
M-43	27.80	28.40	79	125.3	58.2	11.4	67.10	46.80	143.38
M-44	28.40	29.00	81	113.0	41.9	11.8	71.10	30.10	236.21
M-45	29.00	29.60	85	132.4	52.8	12.0	79.60	40.80	195.10
M-46	29.60	30.10	42	127.8	37.4	11.6	90.40	25.80	350.39
M-47	30.10	30.70	68	106.9	41.3	12.5	65.60	28.80	227.78
M-48	30.70	31.30	88	102.9	39.9	11.5	63.00	28.40	221.83
M-49	31.30	31.90	92	98.1	40.0	12.2	58.10	27.80	208.99
M-50	31.90	32.50	93	120.1	43.0	11.9	77.10	31.10	247.91
M-51	32.50	33.10	98	120.0	40.7	11.2	79.30	29.50	268.81
M-52	33.10	33.70	104	143.8	45.1	11.7	98.70	33.40	295.51
M-53	33.70	34.40	158	158.3	61.6	15.0	96.70	46.60	207.51
M-54	34.20	34.80	107	121.1	41.7	12.2	79.40	29.50	269.15
M-55	34.80	35.40	110	146.0	62.4	12.2	83.60	50.20	166.53
M-56 (a)	35.40	36.00	160	98.7	39.0	15.3	59.70	23.70	251.90
M-56 (b)	35.40	36.00	183	124.5	50.5	15.5	74.00	35.00	211.43
M-56 (c)	35.40	36.00	158	102.9	38.4	15.0	64.50	23.40	275.64
M-57 (a)	36.00	36.60	159	94.7	39.5	15.2	55.20	24.30	227.16
M-57 (b)	36.00	36.60	156	107.1	36.7	15.0	70.40	21.70	324.42
M-58	36.60	37.20	178	145.0	44.9	15.1	100.10	29.80	335.95
M-59	37.20	37.80	161	111.8	37.9	15.1	73.90	22.80	324.12
M-60 (a)	38.30	38.90	162	129.1	51.1	15.1	78.00	36.00	216.67
M-60 (b)	38.30	38.90	163	99.4	39.3	15.5	60.10	23.80	252.52
M-61 (a)	38.90	39.50	116	77.8	30.5	15.6	47.30	14.90	317.45
M-61 (b)	38.90	39.50	146	87.7	35.3	15.2	52.40	20.10	260.70
M-61 (c)	38.90	39.50	133	112.6	44.4	14.9	68.20	29.50	231.19
M-61 (d)	38.90	39.50	126	80.5	61.3	15.6	19.20	45.70	42.01
M-62	39.50	40.00	159	152.9	57.4	15.2	95.50	42.20	226.30
M-63 (a)	40.00	40.60	142	105.6	50.5	15.0	55.10	35.50	155.21
M-63 (b)	40.00	40.60	206	106.5	55.8	15.2	50.70	40.60	124.88
M-63 (c)	40.00	40.60	164	78.8	39.2	15.3	39.60	23.90	165.69

PCA -1

M-1	1.20	1.80	204	160.6	106.1	15.3	54.50	90.80	60.02
MC-1	0.05	0.70	2	153.5	114.0	12.0	39.50	102.00	38.73
MC-2	0.70	0.90	156	163.1	123.6	15.0	39.50	108.60	36.37

PCA-2

MC-1	1.00	1.30	3	142.8	103.2	11.8	39.60	91.40	43.33
------	------	------	---	-------	-------	------	-------	-------	-------

PCA-3

M-1	0.50	1.30	129	150.9	110.4	15.4	40.50	95.00	42.63
M-2	1.30	1.80	136	191.8	82.8	14.8	109.00	68.00	160.29
MC-1	0.70	0.90	156	163.1	123.6	15.0	39.50	108.60	36.37

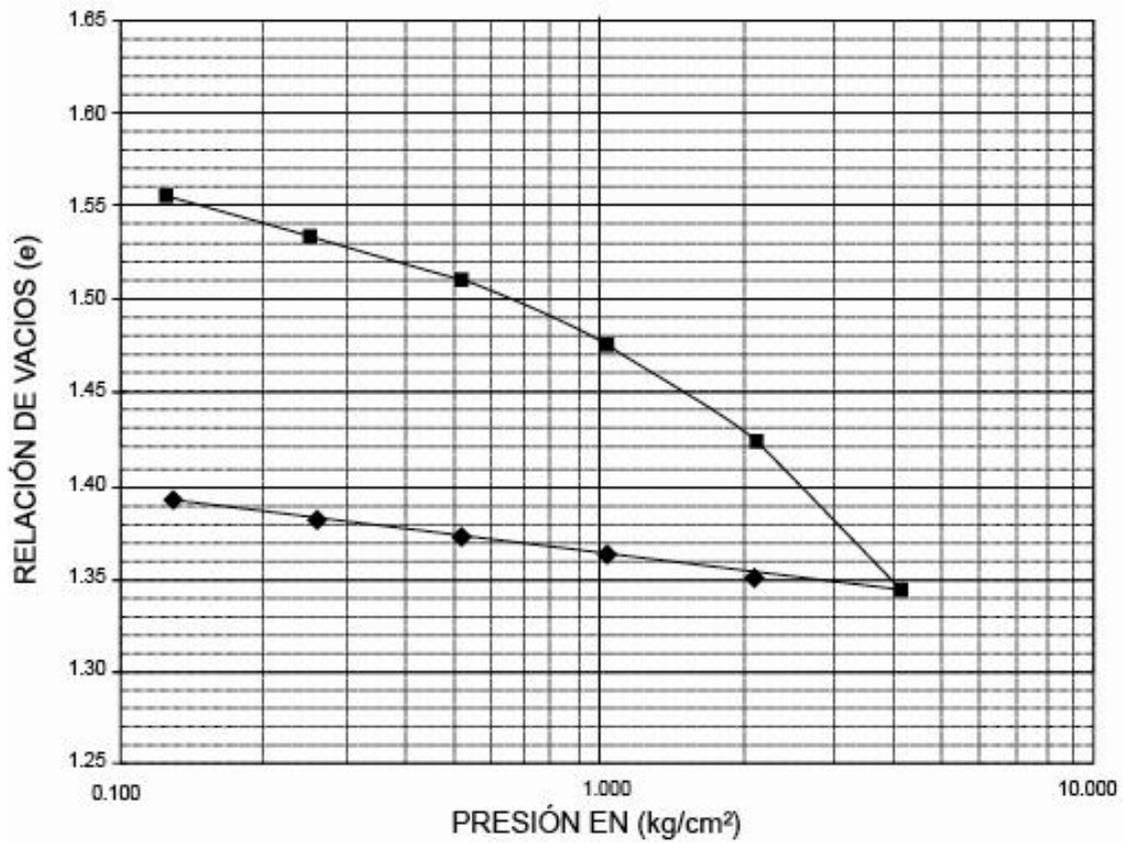
DENSIDAD DE SOLIDOS

PROYECTO: HOSPITAL GENERAL "JOSE MA. MORELOS Y PAVON "
 LOCALIZACION AV. CONGRESO DE CHILPANCINGO, UNIDAD ERMITA
 ZARAGOZA

FECHA: SEPTIEMBRE 2008.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		MATRAZ	W+m+s+w	TEPM	Wm+w	Wm+s	Wm	Wss	
No.	No.	(Mtos.)		No.	(gr)	(Gdos.)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	Ss
SM-1	M-3	1.30	2.20	2	712.40	30.00	677.80	234.60	180.00	54.60	2.73
SM-1	M-7	4.60	5.10	3	712.40	29.00	678.90	234.90	180.80	54.10	2.63
SM-1	M-12	7.50	8.00	6	710.30	29.00	677.10	236.50	179.10	57.40	2.37
SM-1	M-19	11.60	12.10	2	708.80	29.00	677.95	236.30	180.70	55.60	2.25
SM-1	M-26	15.70	16.20	3	712.20	30.00	678.70	238.70	181.60	57.10	2.42
SM-1	M-37	23.20	23.70	6	707.70	31.00	678.80	235.80	179.80	56.00	2.23
SM-1	M-47	29.60	30.10	2	707.80	31.00	677.63	236.70	180.70	56.00	2.17
SM-1	M-54	33.70	34.20	3	711.60	33.00	678.18	237.10	181.50	55.60	2.51
SM-1	M-63	39.50	40.00	6	707.80	32.00	676.65	236.30	179.80	55.60	2.23
PCA-1	MC-1	0.50	0.70	2	711.70	31.00	677.63	236.40	180.00	56.40	2.53
PCA-1	MC-2	0.70	0.90	3	712.10	31.00	678.53	237.70	180.80	56.90	2.44
PCA-2	MC-1	01.00	01.30	6	711.40	30.00	676.95	235.70	179.10	56.60	2.56
PCA-3	MC-1	0.70	0.90	2	712.40	28.00	678.13	239.40	180.70	58.70	2.40

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

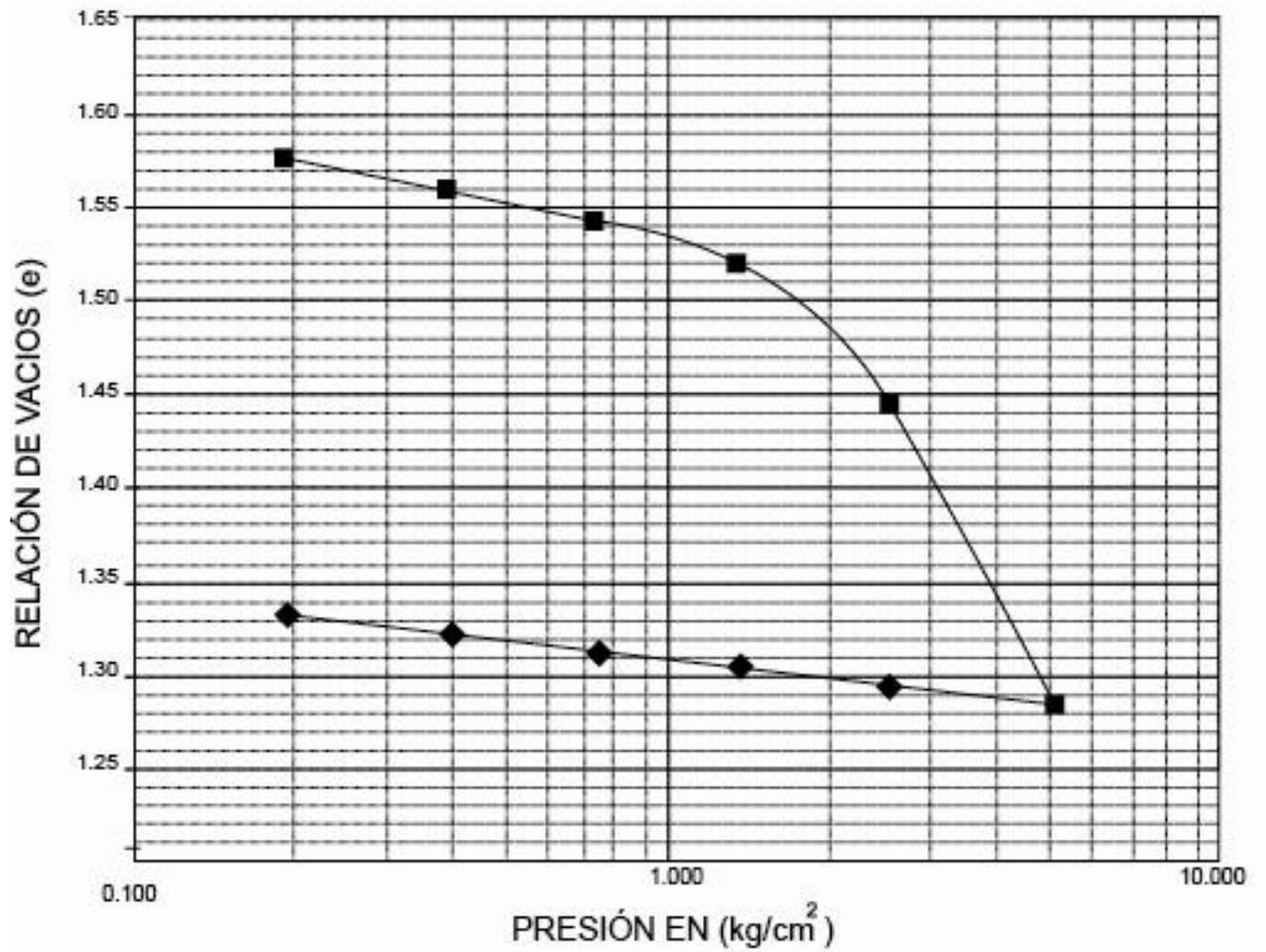


Datos iniciales			
w %	Ss	e	Gw%
56.149	2.730	1.597	96.001

Prueba: Consolidación unidimensional	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: SM-1
Prof: 1.30-2.20 m.	C-01

C-01

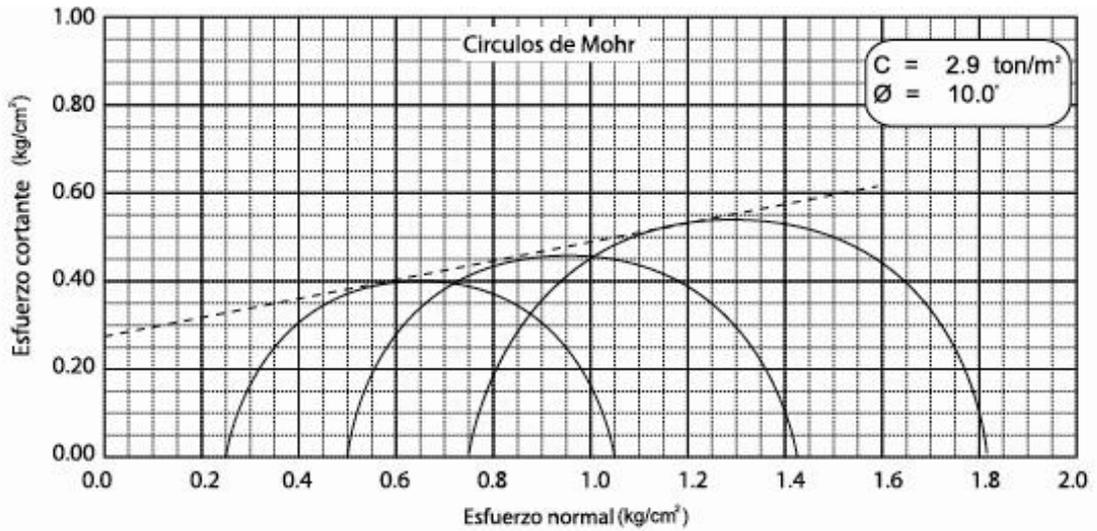
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



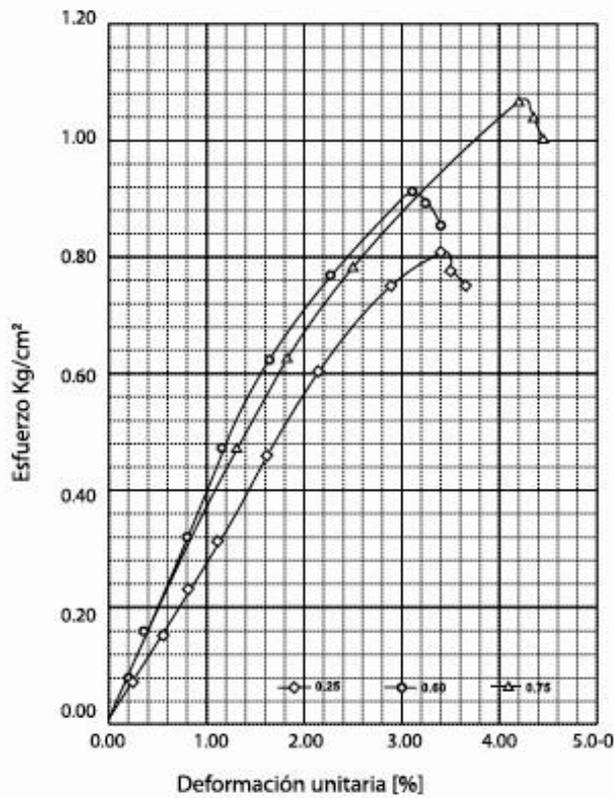
Datos iniciales			
w %	Ss	e	Gw%
144.991	2.230	3.259	99.214

Prueba: Consolidación unidimensional	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: SM-1
Prof: 39.50-40.00 m.	C-02

C - 02



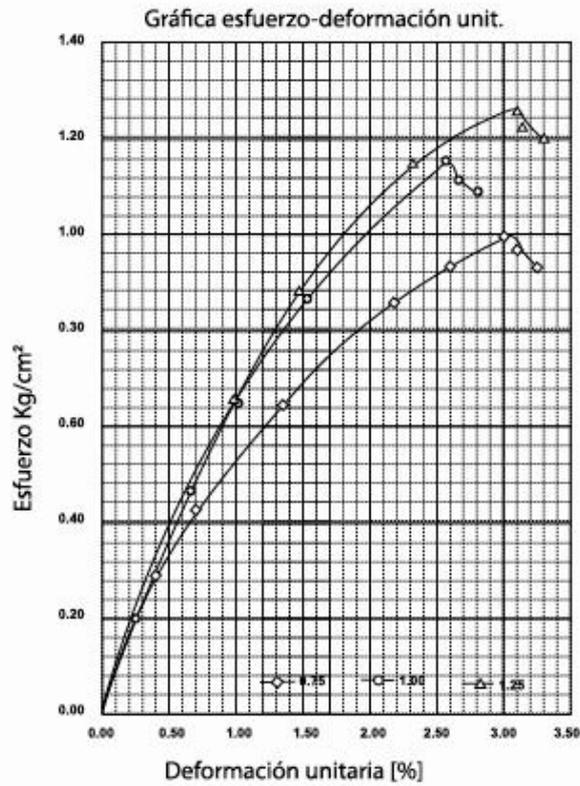
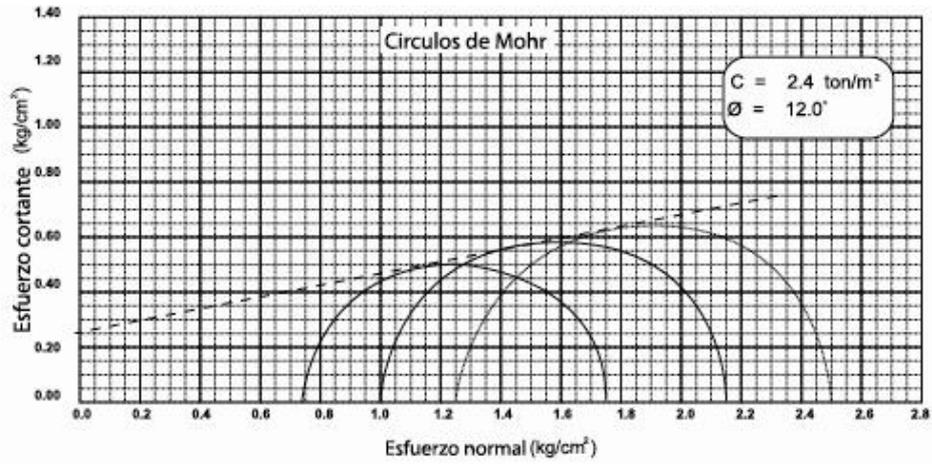
Gráfica esfuerzo-deformación unit.



Ensayo Num.	Wl (%)	ei	Gwl (%)	Peso volum. natural (ton/m³)	Presión de conf. (kg/cm²)	Esf. a la FALLA (kg/cm²)
1	43.05	1.29	91.23	1.7	1.7	0.80
2	42.21	1.21	95.35	1.76	1.76	0.91
3	43.56	1.21	98.08	1.77	1.77	1.06
promedio	42.94	1.24	94.89	1.75	1.75	2.73

Prueba: Compresión triaxial rápida	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, Unidad Errita Zaragoza	Código: SM-1
Fecha: 1.30-2.20.05	TXR-01

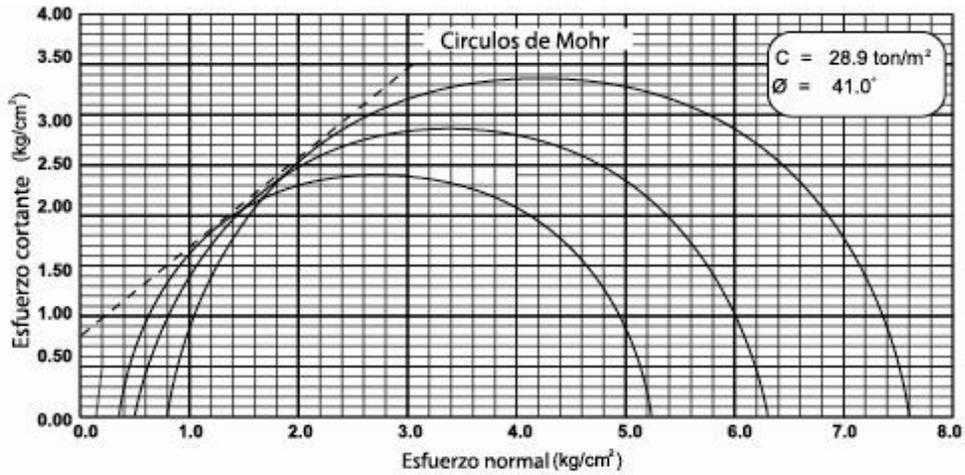
TRX -01



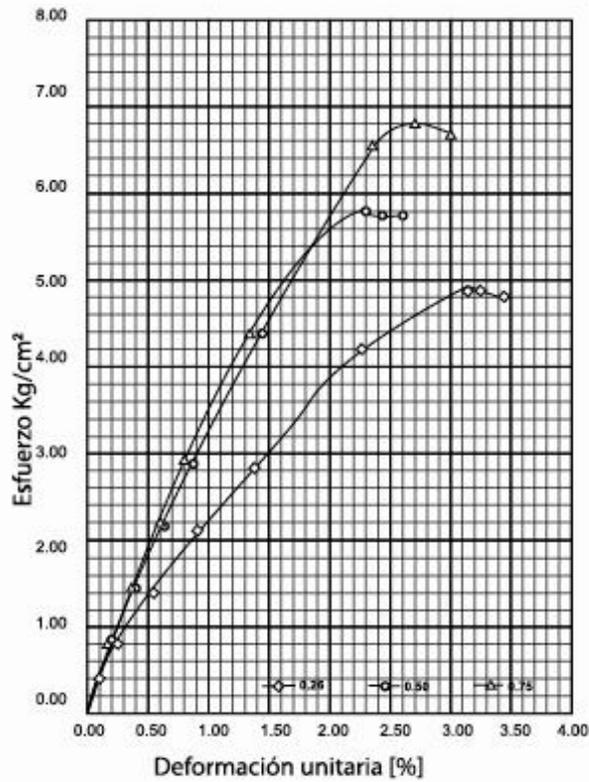
Ensayo Num.	Wi (%)	ei	Gwi (%)	Peso volum. natural (ton/m³)	Presión de conf. kg/cm²	Esf. a la FALLA kg/cm²
1	238.89	5.36	99.34	1.19	0.75	0.99
2	233.23	5.15	100.90	1.21	1.00	1.15
3	223.56	4.95	100.64	1.21	1.25	1.26
promedio	231.90	5.16	100.29	1.20	$S_s =$	2.23

Prueba: Compresión triaxial rápida	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, Unidad Erenita Zaragoza	Sistema: SM-1
Prof: 39.50-40.00 m.	TXR-02

TRX - 02



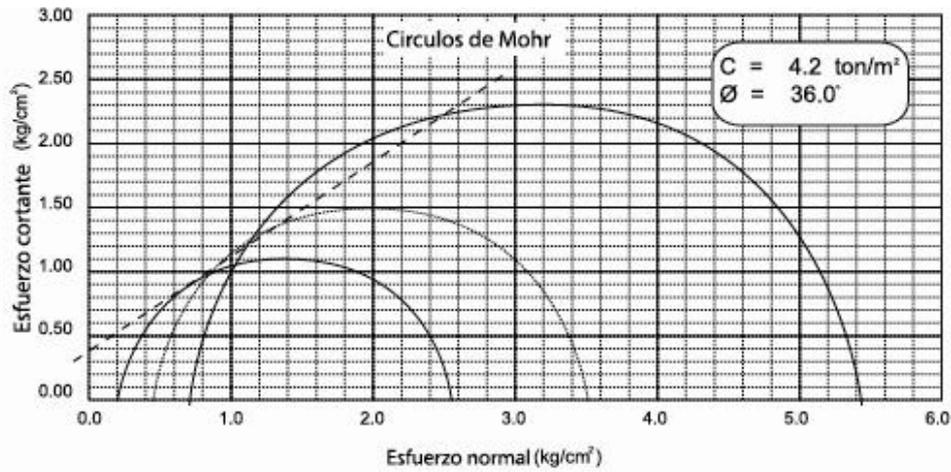
Gráfica esfuerzo-deformación unit.



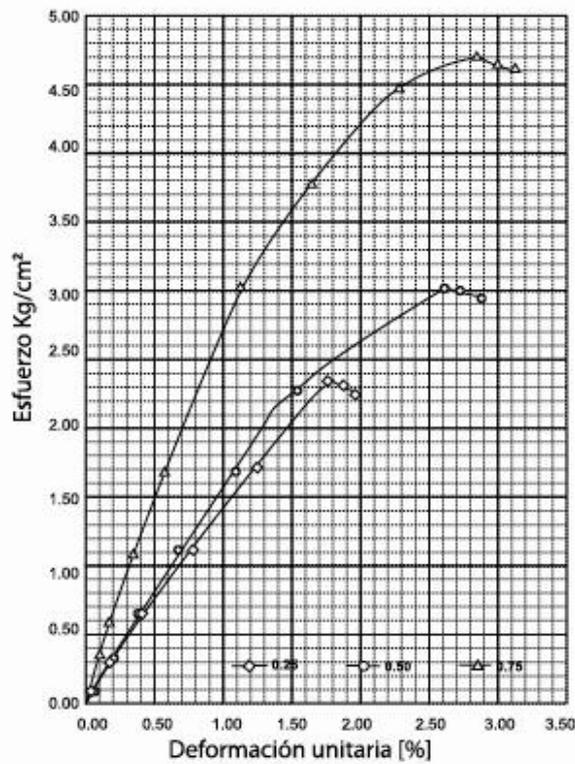
Ensayo Num.	Wl (%)	ei	Gwl (%)	Peso volum. natural (ton/m³)	Presión de conf. kg/cm²	Esf. a la FALLA kg/cm²
1	38.10	1.11	91.23	1.66	0.25	4.88
2	30.83	0.83	95.35	1.81	0.50	5.80
3	29.55	0.80	98.08	1.82	0.75	6.81
promedio	32.83	0.92	94.89	1.76	Ss= 2.53	

Prueba: Compresión triaxial rápida	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chibandingo, Unidad Emilio Zaragoza	Sede: PCA-1
Prof. 1.30-2.20 m.	TXR-03

TRX - 03



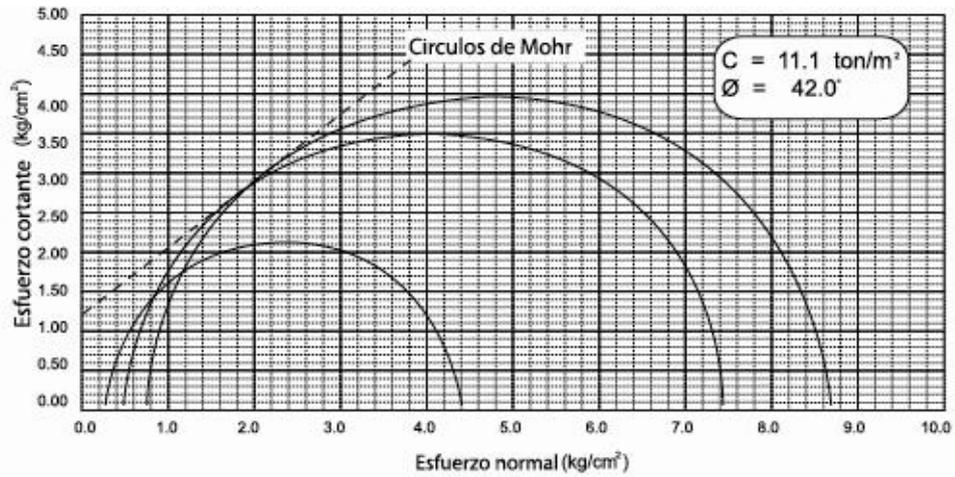
Gráfica esfuerzo-deformación unit.



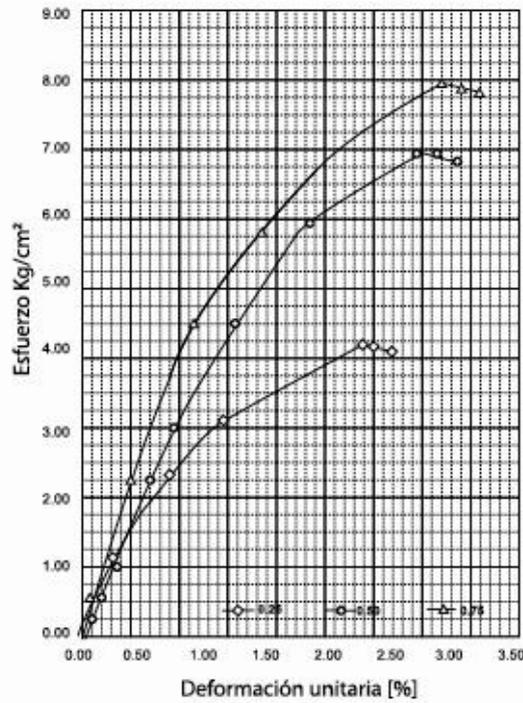
Ensayo Num.	Wl (%)	ei	Gwl (%)	Peso volum. natural (ton/m³)	Presión de conf. kg/cm²	Esf. a la FALLA kg/cm²
1	51.71	1.58	83.71	1.50	0.25	2.32
2	52.83	1.58	85.50	1.52	0.50	3.03
3	46.16	1.48	79.87	1.51	0.75	4.70
promedio	50.23	1.55	83.03	1.51	Ss =	2.56

Pruebas: Compresión triaxial rápida	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, Unidad Ermita Zaragoza	Serie: PCA-2
Prof: 1.00-1.30 m.	TXR-04

TRX - 04



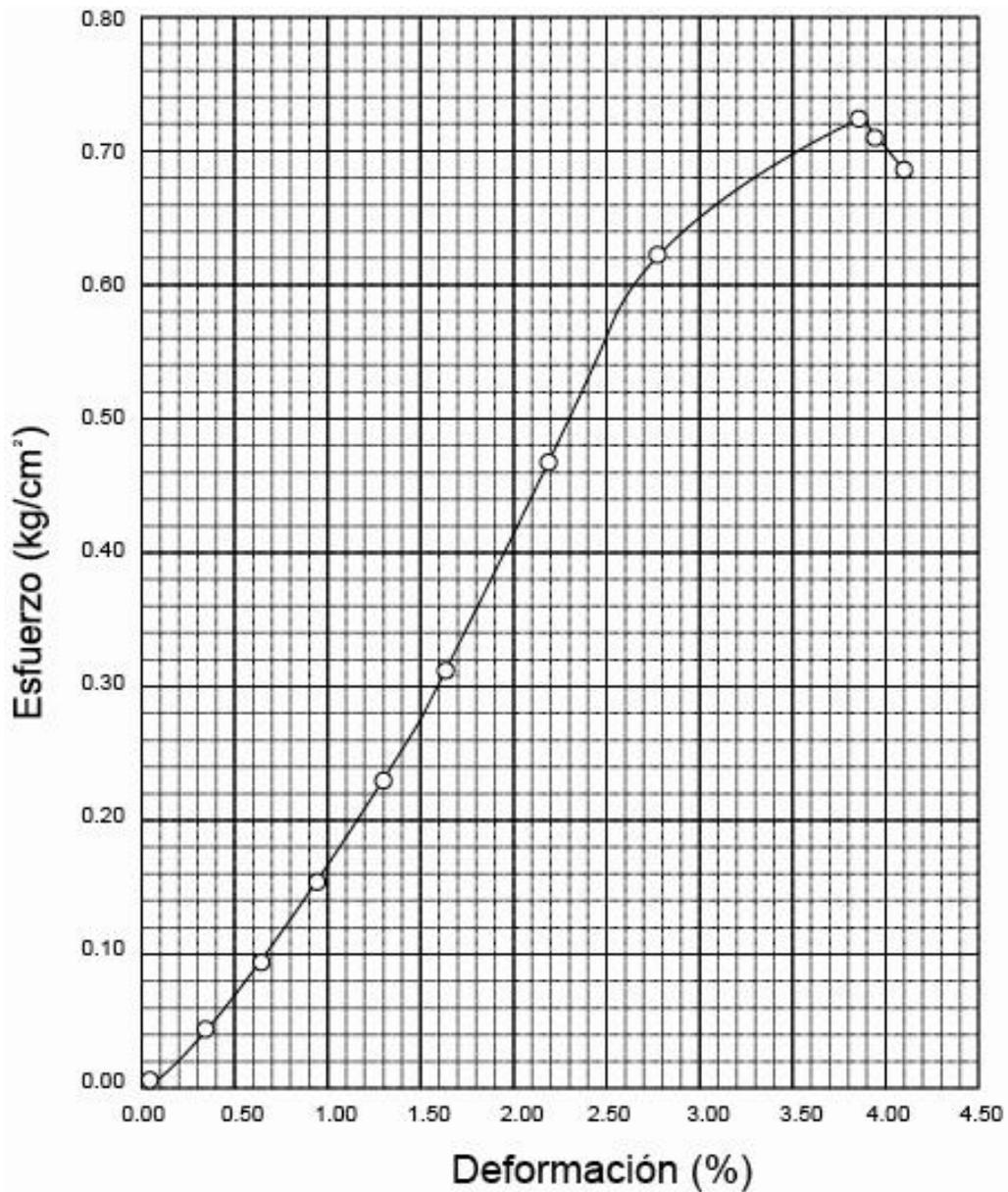
Gráfica esfuerzo-deformación unit.



Ensayo Num.	Wl (%)	ei	Gwl (%)	Peso volum. natural (ton/m³)	Presión de conf. kg/cm²	Esf. a la FALLA kg/cm²
1	57.21	1.44	95.07	1.54	0.25	4.17
2	38.98	0.93	101.2	1.73	0.50	6.92
3	39.77	0.98	97.38	1.69	0.75	7.91
promedio	45.32	1.12	97.85	1.66	Ss=	2.40

Prueba: Compresión triaxial rápida	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, Unidad Emilia Zaragoza	Serie: PCA-3
Prof: 0.70-0.80 m.	TRX-05

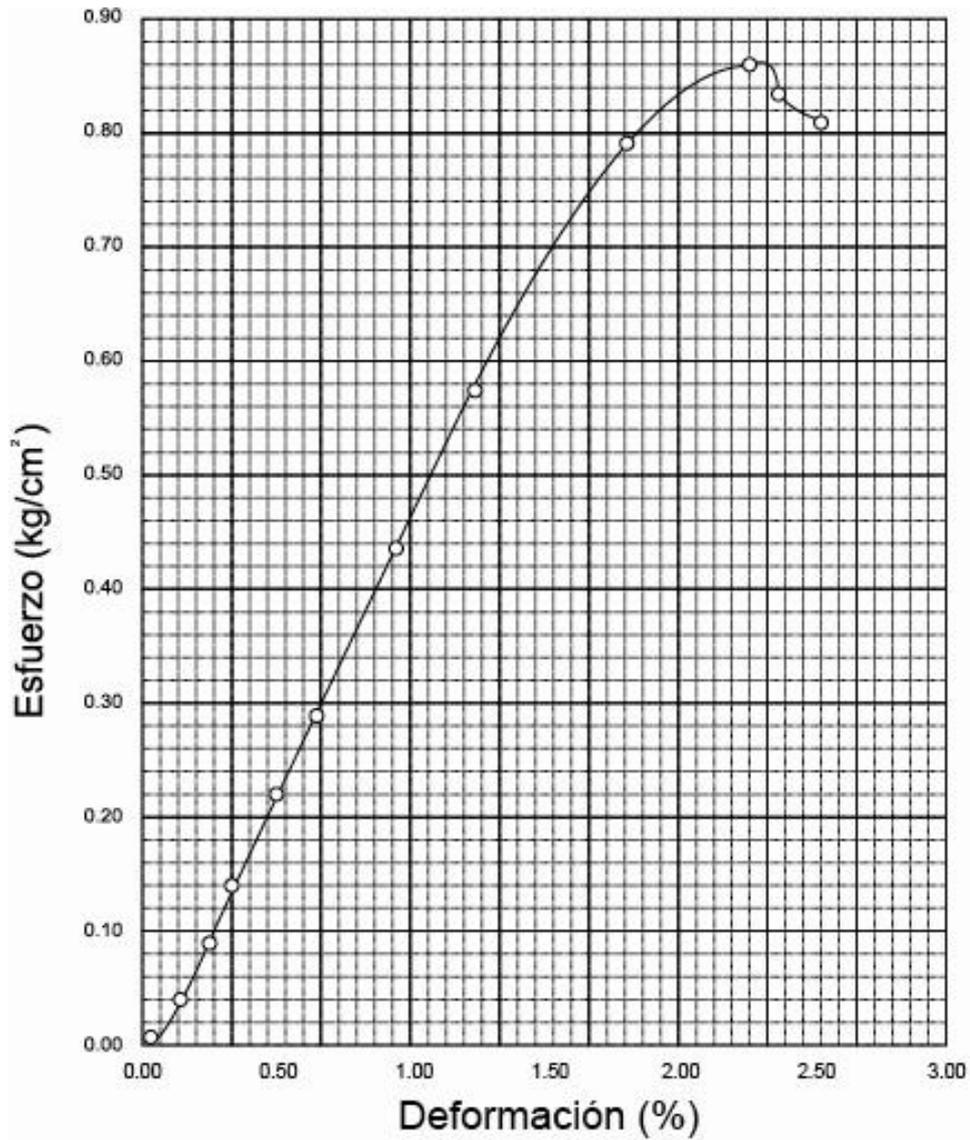
TRX-05



Datos finales del espécimen	
e = 1.10	G = 100.0 %
Pvhi = 1.82 t/m ³	Wi = 40.3 %
qu = 0.73 kg/cm ²	

Prueba: Compresión simple	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: SM-1
Prof: 1.30-2.20 m.	QU-01

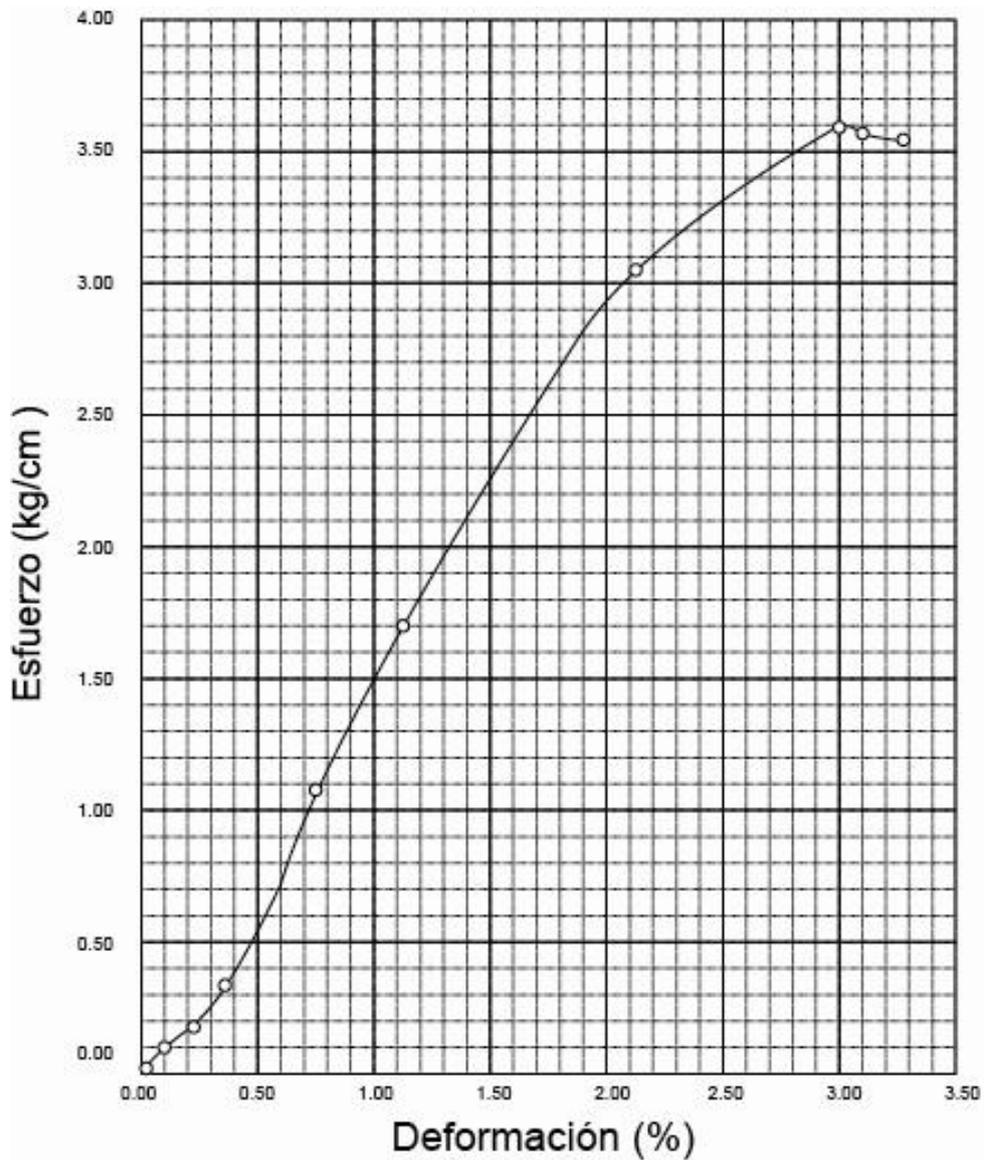
SM-1 QU - 01



Datos finales del espécimen	
e = 5.26	G = 99.7 %
Pvhi = 1.19 t/m³	Wi = 235.3 %
qu = 0.86 kg/cm²	

Prueba: Compresión simple	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: SM-1
Prof: 39.50-40.00 m.	QU-02

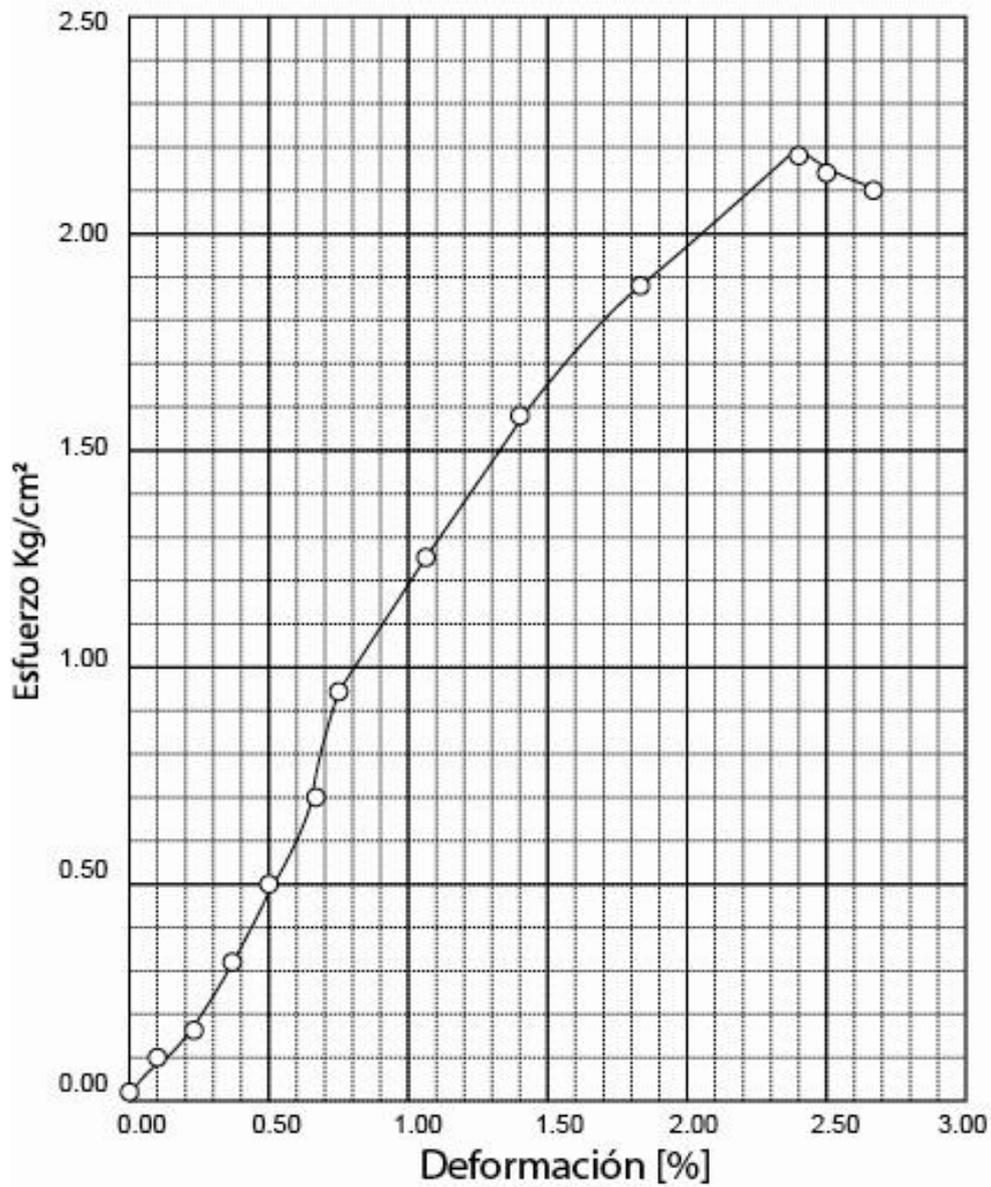
SM-1 QU - 02



Datos finales del espécimen	
e = 1.16	G = 95.2 %
Pvhi = 1.68 t/m ³	Wi = 43.6 %
qu = 3.58 kg/cm ²	

Prueba: Compresión simple	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: SM-1
Prof: 0.60-0.70 m.	QU-03

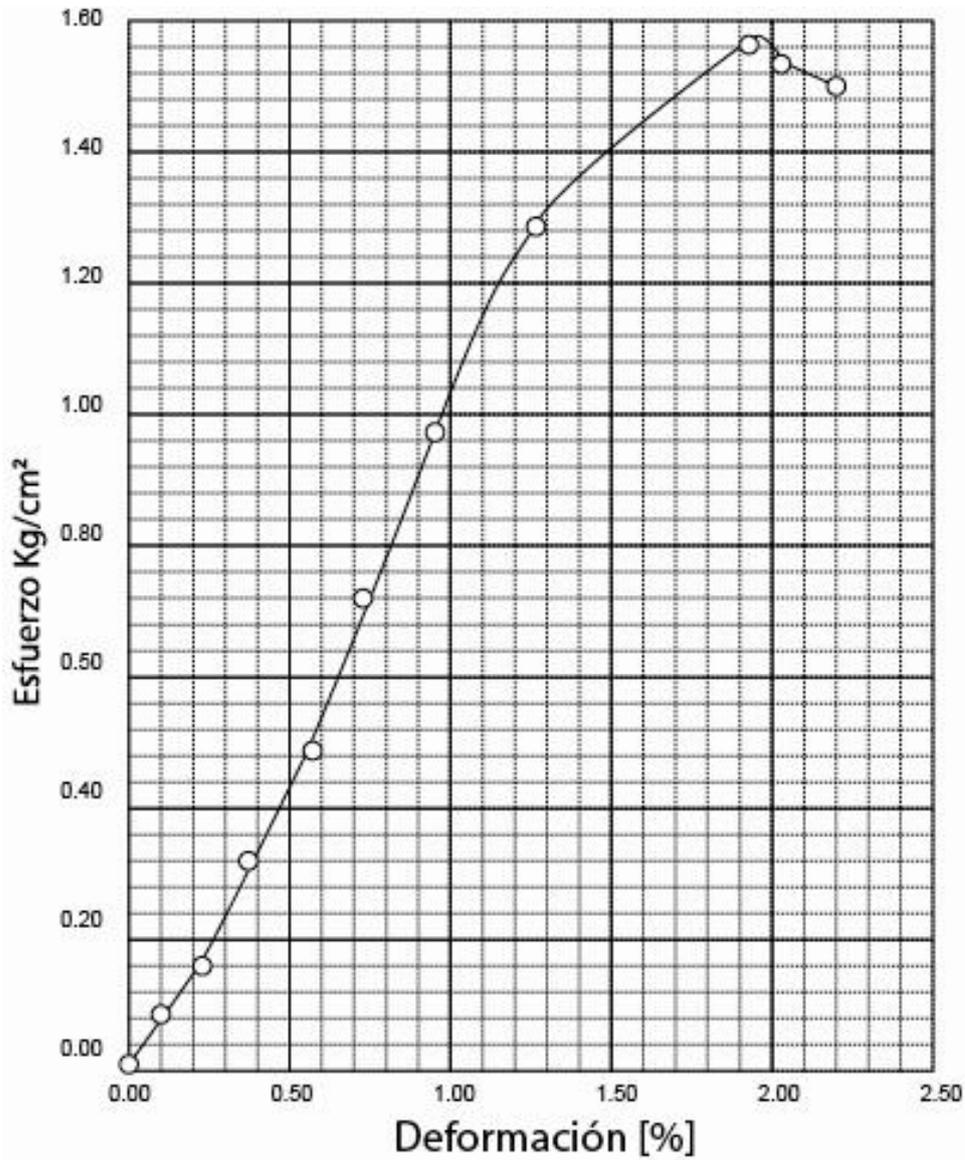
SM-1 QU - 03



Datos finales del espécimen	
e = 1.49	G = 84.5 %
Pvhi = 1.53 t/m ³	Wi = 49.3 %
qu = 2.17 kg/cm ²	

Prueba: Compresión simple	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: PCA-2
Prof: 1.00-1.30 m.	QU - 01

PCA-2 QU - 01



Datos finales del espécimen	
e = 1.68	G = 92.6 %
Pvhi = 1.48 t/m ³	Wi = 64.9 %
qu = 1.58 kg/cm ²	

Prueba: Compresión simple	
Hospital General, José Ma. Morelos y Pavón	
Lugar: Av. Congreso de Chilpancingo, unidad Ermita Zaragoza	Sondeo: PCA-3
Prof: 0.70-0.90.m.	QU - 01

PCA-3 QU - 01

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: HOSPITAL ISSSTE IZTAPALAPA FECHA: 11- Sep-07

SONDEO: SM-1

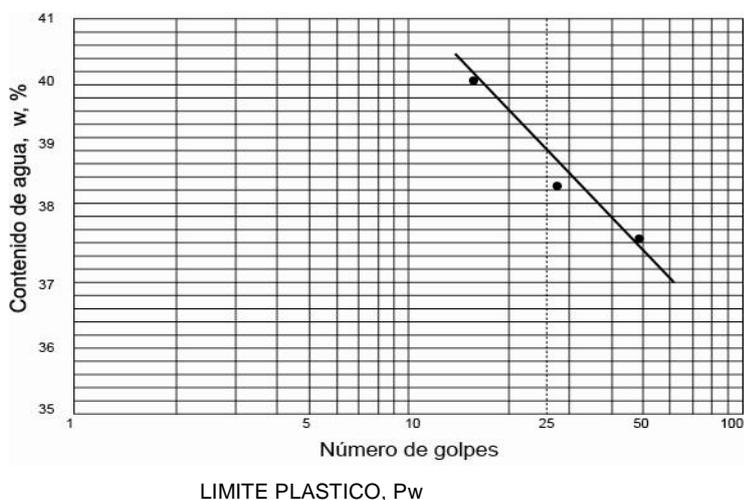
LABORATORISTA: REM

MUESTRA No.: 3 PROFUNDIDAD: 1.30 -2.20 m CALCULO: CMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA _____

LIMITE LÍQUIDO, Lw

UESTRA NO.	3	3	3		
CAPSULA NO.	1	2	3		
NUMERO DE GOLPES	48	27	16		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	18.50	19.27	21.23		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	16.34	16.09	17.34		
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	10.60	7.82	7.63		
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	37.63	38.45	40.06		



LIMITE LIQUIDO: 39

LIMITE PLASTICO, Pw: 22

INDICE DE PLASTICIDAD, Pi: 17

CONCENTRACION LINEAL, Ci: _____

SUCS; CL

CONCENTRACION LINEAL		
	1	2
LEC. INI.		
LEC. FIN		
C. L.		

LIMITE PLASTICO, Pw

MUESTRA NO.	3	3		
CAPSULA NO.	4	5		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	11.22	11.10		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	10.74	10.44		
PESO DEL AGUA (gr)				
PESO DE TARA (gr)	8.53	7.46		
PESO DEL SUELO SECO (gr)				
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	21.72	22.15	21.93	

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: HOSPITAL ISSSTE IZTAPALAPA FECHA: 11- Sep-07

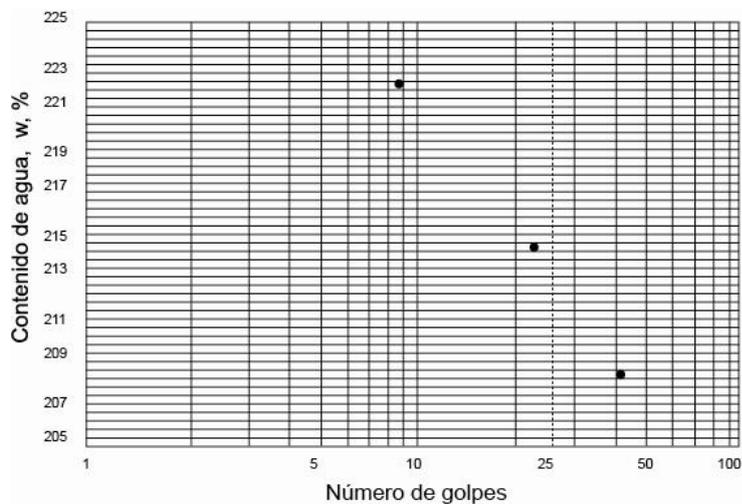
SONDEO: SM-1 LABORATORISTA: REM

MUESTRA No.: 63 PROFUNDIDAD: 39.50 -40.00 m CALCULO: CM.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA: _____

LIMITE LÍQUIDO, L_w

MUESTRA NO.	63	63	63		
CAPSULA NO.	46	47	48		
NUMERO DE GOLPES	42	23	9		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	18.53	18.48	20.79		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	12.94	12.75	13.19		
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	10.26	10.08	9.77		
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	208.58	214.61	222.22		



LIMITE LIQUIDO: 213

LIMITE PLASTICO, P_w: 68

INDICE DE PLASTICIDAD, P_i: 145

CONCENTRACION LINEAL, C_I: _____

SUCS; CH

CONCENTRACION LINEAL		
	1	2
LEC. INI.		
LEC. FIN		
C. L.		

LIMITE PLASTICO, P_w

MUESTRA NO.	63	63		
CAPSULA NO.	49	50		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	11.38	14.65		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	9.82	13.00		
PESO DEL AGUA (gr)				
PESO DE TARA (gr)	7.53	10.57		
PESO DEL SUELO SECO (gr)				
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	68.12	67.90	68.01	

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: HOSPITAL ISSSTE IZTAPALAPA FECHA: 11- Sep-07

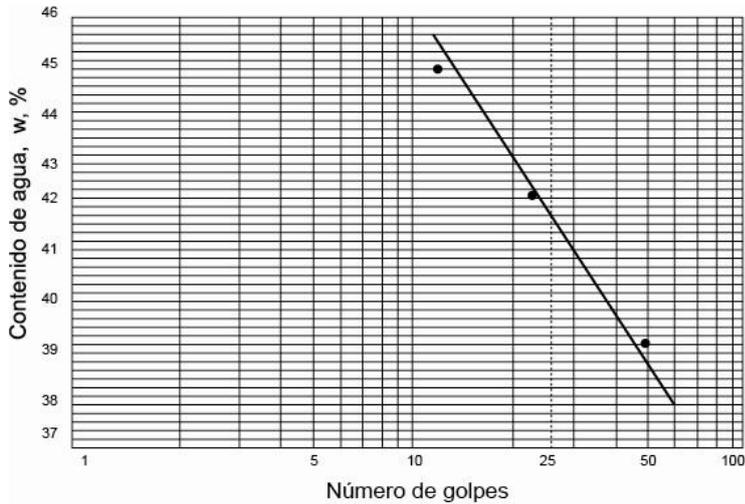
SONDEO: PCA-1 LABORATORISTA: REM

MUESTRA No.: MC-1 PROFUNDIDAD: 0.50 -0.70 m CALCULO: CMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA: _____

LIMITE LÍQUIDO, Lw

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1	MC-1		
CAPSULA NO.	81	82	83		
NUMERO DE GOLPES	48	23	12		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	14.40	16.91	17.36		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	13.35	14.97	15.08		
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	10.42	10.39	10.01		
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	39.25	42.36	44.97		



LIMITE LIQUIDO: 42

LIMITE PLASTICO, Pw: 25

INDICE DE PLASTICIDAD, Pi: 17

CONCENTRACION LINEAL, Ci: _____

SUCS; CL

CONCENTRACION LINEAL		
	1	2
LEC. INI.		
LEC. FIN		
C. L.		

LIMITE PLASTICO, Pw

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1			
CAPSULA NO.	84	85			
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	12.52	12.93			
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	12.01	12.42			
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	9.97	10.37			
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	25.00	24.88	24.94		

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: HOSPITAL ISSSTE IZTAPALAPA FECHA: 11- Sep-07

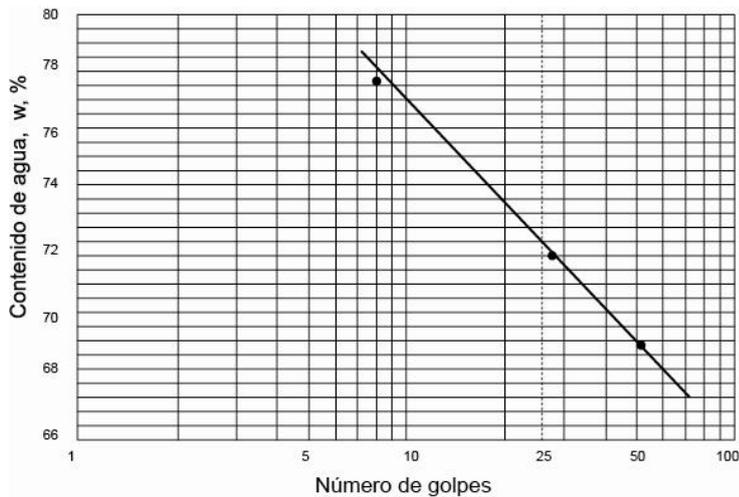
SONDEO: PCA-2 LABORATORISTA: REM

MUESTRA No.: MC-1 PROFUNDIDAD: 1.00 -1.30 m CALCULO: CMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA: _____

LIMITE LIQUIDO, Lw

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1	MC-1		
CAPSULA NO.	91	93	93		
NUMERO DE GOLPES	49	27	8		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	16.66	19.00	17.00		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	13.19	15.23	13.04		
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	8.16	10.00	7.95		
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	68.99	72.08	77.80		



LIMITE LIQUIDO: 73

LIMITE PLASTICO, Pw: 26

INDICE DE PLASTICIDAD, Pi: 47

CONCENTRACION LINEAL, Ci: _____

SUCS; CH

LIMITE PLASTICO, Pw

CONCENTRACION LINEAL		
	1	2
LEC. INI.		
LEC. FIN		
C. L.		

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1		
CAPSULA NO.	94	95		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	9.93	10.14		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	9.56	9.84		
PESO DEL AGUA (gr)				
PESO DE TARA (gr)	8.09	8.70		
PESO DEL SUELO SECO (gr)				
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	25.17	26.32	25.74	

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: HOSPITAL ISSSTE IZTAPALAPA FECHA: 11- Sep-07

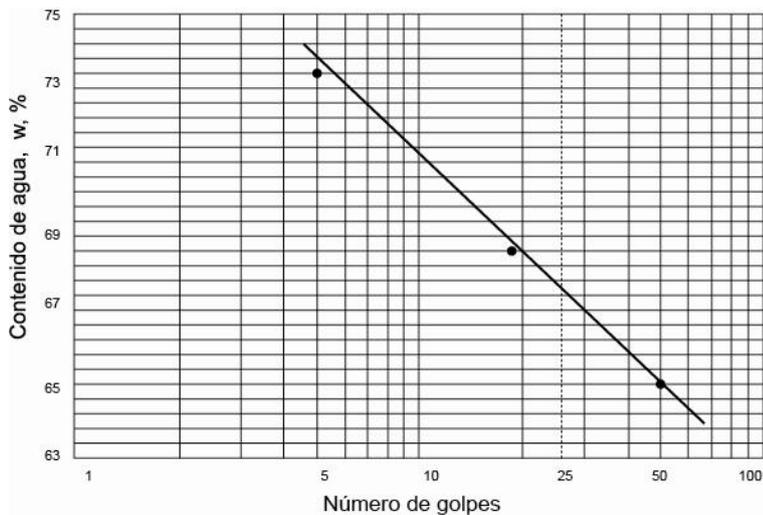
SONDEO: PCA-3 LABORATORISTA: REM

MUESTRA No.: MC-1 PROFUNDIDAD: 0.70 -0.90 m CALCULO: CMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA: _____

LIMITE LIQUIDO, Lw

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1	MC-1		
CAPSULA NO.	96	97	98		
NUMERO DE GOLPES	48	18	5		
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	15.67	17.20	16.65		
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	12.83	14.34	13.13		
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	8.46	10.18	8.34		
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	64.99	68.75	73.49		



LIMITE LIQUIDO: 68

LIMITE PLASTICO, Pw: 35

INDICE DE PLASTICIDAD, Pi: 33

CONCENTRACION LINEAL, CI: _____

SUCS; MH

LIMITE PLASTICO, Pw

CONCENTRACION LINEAL		
	1	2
LEC. INI.		
LEC. FIN		
C. L.		

MUESTRA NO.	MC-1	MC-1			
CAPSULA NO.	99	100			
PESO DE MUESTRA HUMEDA +TARA (gr.)	10.09	12.51			
PESO DE MUESTRA SECA +TARA (gr.)	9.58	12.07			
PESO DEL AGUA (gr)					
PESO DE TARA (gr)	8.08	10.84			
PESO DEL SUELO SECO (gr)					
CONTENIDO DEL AGUA , w, %	34.00	35.77	34.89		

ANEXO C
ARCHIVO FOTOGRÁFICO



Equipo de perforación utilizado para el estudio de mecánica de suelos



Muestra alterada de material del subsuelo, obtenida mediante el tubo de penetración estándar



Hincado de tubo shelby para extracción de muestras inalteradas



Tubos shelby con muestras inalteradas