

21



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

"ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA UN
EDIFICIO DE BODEGAS TEXTILES, UBICADO EN
GENERAL FRANCISCO ARCE No. 93, COL. JUAN
ESCUTIA, DEL. IZTAPALAPA, D.F."

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

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

P R E S E N T A :

JOSE ALFREDO RAMOS LOPEZ

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

281994

SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

**REGISTRO
PROVISIONAL**

JOSE ALFREDO RAMOS LOPEZ
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 21 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el profesor, ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA UN EDIFICIO DE BODEGAS TEXTILES, UBICADO EN GENERAL FRANCISCO ARCE #93, COL. JUAN ESCUTIA, DEL IZTAPALA PA., D.F.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., Enero 24 del 1960
EL DIRECTOR

LIC. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



c.c.p. Secretaría Académica.
c.c.p. Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Asesor de Tesis.

CELV*AIR*MCA**

DEDICATORIAS:

A DIOS:

"Por haberme dado la fuerza de llegar hasta aquí".

A MIS PADRES:

"A Juan Benito Ramos Cruz y Minerva López Bartolo. Para que son las personas más importantes de mi vida, que además de mi existencia les debo todo lo que soy; gracias por su apoyo total e incondicional, por su apoyo, comprensión. Gracias por ayudar a hacer realidad mi sueño. Gracias eternamente.

A MIS HERMANOS.

"A Juan Benito y Guillermo Ramos López. Gracias por su compañía y por todos los momentos felices que pasamos".

A MI ASESOR:

"Gracias al Ing. Gabriel Alvarez Bautista, por haberme ayudado a realizar este trabajo. Porque gracias él existe un Ingeniero Civil mas.

A MIS SINODALES:

Al Ing. Pascual Garcia Cuevas, Ing. Gilberto García Santamaría González, a Karla Ivonne Gutiérrez Sánchez, a Maria de los Angeles Sánchez Campos por su apoyo para titularme y hacer posible este sueño.

A MI UNIVERSIDAD.

Gracias por haberme dado las herramientas necesarias para poder triunfar en la vida.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS.

Gracias a todos los que de alguna manera han hecho posible que yo haya llegado hasta aquí.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.....	7
CAPÍTULO 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.....	26
CAPÍTULO 3. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	27
CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.....	57
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	60
5.1 Acciones.....	66
5.2 Determinación de la profundidad de desplante.....	67
5.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	68
5.3.1. Capacidad de carga de la cimentación.....	69
5.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.....	71
5.5 Estado límite de servicio.....	74
5.5.1 Expansiones elásticas.....	74
5.5.2 Asentamientos diferidos.....	76
5.6 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.....	77
5.7 Falla de fondo.....	78
5.8 Estabilidad de taludes.....	79
CAPÍTULO 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	81
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
ANEXO.....	88
BIBLIOGRAFÍA.....	87

INTRODUCCIÓN

Por el crecimiento tan rápido y tan grande del Distrito Federal y la zona Metropolitana ha sido realmente necesario la creación de obras de vivienda así como centros de trabajo tales como Fabricas, Industrias, Bodegas, Maquiladoras, etc.

Sin embargo para la realización de estas obras es necesario hacerlo de la manera más segura y económica que se pueda; por lo cual es absolutamente necesario realizar estudios de Mecánica de Suelos.

La importancia de realizar estudios de Mecánica de Suelos radica en que con el análisis de estos podemos escoger la cimentación mas adecuada así como su procedimiento constructivo y las recomendaciones correspondientes a cada etapa del desarrollo de la cimentación.

Por lo heterogéneo del suelo de la Ciudad de México es necesario tomar en cuenta las diferentes zonas a saber:

- Zona I o de Lomas
- Zona II o de Transición:
- Zona III o de Lago.

El predio en cuestión se encuentra en la zona III o de Lago quizás la zona más problemática en cuanto al análisis de la cimentación. Por eso es absolutamente necesario realizar el análisis lo más cuidadosamente posible.

Gran parte del éxito en la construcción de toda obra civil, depende de la calidad de la cimentación. La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es, tan antigua como la construcción misma pero no fue sino hasta mediados de este siglo cuando se reflejo en intentos de analizar

científicamente el comportamiento de las cimentaciones, tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción en campo.

Durante muchísimo tiempo, la tecnología de cimentaciones se basó solamente sobre bases burdamente empíricas resulta muy loable de su parte el hecho de que estos constructores de antaño fueran capaces de realizar obras magníficas que perduraron hasta los tiempos actuales habla más bien de la inventiva y capacidad de adaptación de estos ingenieros que de la técnica que utilizaron.

La funcionalidad de toda obra civil radica en el diseño satisfactorio de su cimentación.

El suelo de la Ciudad de México representa un problema en la cimentación de casi cualquier estructura, ya se encuentra con una estratigrafía realmente difícil debiendo tener cuidado y tomar las medidas necesarias de acuerdo a la zona en la que se efectúe el estudio ya que sea zona de lomas, transición o lago, siendo esta última la que representa mayores problemas para la cimentación

La importancia de la investigación estriba en la necesidad de contar tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate con datos firmes, seguros y abundantes respecto del suelo con el que se este trabajando.

Además el proyectista deberá adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades del suelo que deben de ser consideradas para el análisis.

Debido al crecimiento desmesurado de la Ciudad de México y la zona Metropolitana trae como consecuencia las necesidades de vivienda, centros de

trabajo que satisfagan las demandas de la población y por consiguiente los Ingenieros Civiles tienen la tarea de realizar obras que ayuden a aliviar los requerimientos de la población.

Si bien es cierto la situación que atraviesa nuestro país no está en las condiciones más óptimas y debido a esto la industria de la construcción se ha visto severamente afectada y la realización de proyectos de construcción es menor comparada con otras épocas debido a esto nuestra propuesta de construcción tiene que contemplar este problema y realizar las obras lo más económicamente posible.

Sin embargo, no por ello debe de construirse una calidad inferior ya que debe cumplir con todas las normas que marca el reglamento y la calidad, excelencia y seguridad de la obra nunca deben sacrificarse por razones económicas.

La importancia de cualquier estudio de mecánica de suelos radica en determinar el tipo de cimentación más adecuado así como el procedimiento constructivo más conveniente dependiendo del tipo de estructura y la clase de subsuelo que se tenga. A continuación se presentan algunos conceptos que se tomaron en cuenta para la realización del mismo.

Es necesario ejecutar diversos análisis de mecánica de suelos como sondeos y exploraciones del subsuelo, para después realizar diversas pruebas de laboratorio para conocer las propiedades índice y mecánicas del mismo.

Para la elección del tipo de sondeo se debe tomar en cuenta las características estratigráficas del subsuelo además de la zona donde se encuentre el predio de interés para poder determinar el número de sondeos a realizar así como la profundidad y ubicación de los mismos ya que estos dependen del área

que vaya a ocupar dicha obra y de la relevancia de la misma, del número de niveles a construir.

Es importante detectar si existen rellenos sanitarios, ya que no es recomendable el cimentarse sobre estos.

En el caso de no ser una estructura asilada será necesario conocer las características de las cimentaciones colindantes para no perjudicar de ninguna manera el comportamiento de las construcciones vecinas.

Después de haber obtenido el análisis de los resultados se procede a elegir el tipo de cimentación más adecuado. En general los factores que influyen en la correcta selección de la cimentación son las siguientes:

- Los relativos a la super estructura, las cargas que transmite al suelo, los materiales que la constituyen, etc.

- Los que se refieren al suelo que indican sus propiedades físicas y mecánicas, como la resistencia y compresibilidad, condiciones hidráulicas.

- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

En general se establece que un balance de los factores anteriores permite en un análisis preliminar a un proyectista con experiencia plantear la alternativa de cimentación más viable y que satisfagan todos los requisitos estipulados desde el punto de vista estructural, de suelos, social, etc., para escoger dentro de ellos el proyecto final generalmente con un balance económico.

Si se cumple con éxito en todas las etapas de estudio la solución final representará un excelente compromiso entre requerimientos estructurales y costo.

Debe tenerse presente que para garantizar la estabilidad de una cimentación se deberá satisfacer la capacidad de carga del suelo y también que no tenga durante su vida asentamientos y expansiones admisibles que interfieran con las funciones operacionales de la estructura.

Los dos aspectos mencionados son uno de los objetivos principales de la Mecánica de suelos al análisis de la cimentaciones., Determina la capacidad de carga donde se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación pueda transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla y por otro lado será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo pudiera presentar con tales esfuerzos, de manera que estos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate.

Cabe mencionar que los dos aspectos anteriores deberán ser analizados simultáneamente y con la misma importancia ya que de su justa apreciación dependerá la confiabilidad de la estabilidad de la estructura durante su vida útil.

En el Capítulo I se habla de la descripción general del proyecto en el cual se contempla la construcción de un edificio constituido por planta baja a doble altura y tres plantas tipo por lo cual se tendrá que realizar un estudio de Mecánica de Suelos además de la ubicación del predio en cuestión.

El Capítulo II se refiere a la Exploración y Muestreo del Subsuelo donde se realizó un Sondeo Mixto combinando la penetración Estándar con el muestreador de tubo shelby y también se hizo un pozo a cielo abierto, todo esto para conocer las características Estratigraficas del mismo.

El Capítulo III hace referencia a todas las Pruebas de Laboratorio realizadas en las muestras obtenidas se clasificaron las muestras de acuerdo al Sistema

Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así también como todos los registros de laboratorio y sus gráficas correspondientes

El Capítulo IV nos informa a las Características Estratigráficas y Físicas del Subsuelo después de haber hecho el análisis de las diferentes pruebas de laboratorio de los estratos del Subsuelo se describen todas sus características: de consolidación, de los esfuerzos actuantes en el mismo así como su coeficiente Sísmico correspondiente (Zona de Lago 0.4).

El Capítulo V indica todas las acciones realizadas: el cálculo de la Determinación de la Profundidad de desplante, Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas y Dinámicas, Capacidad de Carga, Expansiones Elásticas, Empuje sobre las paredes perimetrales del Cajón de Cimentación, Estabilidad de Taludes.

El Capítulo VI explica el Procedimiento Constructivo del Cajón de Cimentación y todas las especificaciones necesarias para no dañar ninguna construcción vecina.

El Capítulo VII se informa las conclusiones y recomendaciones necesarias para llevar la obra a un buen término y los asentamientos estén de acuerdo a lo proyectado y calculado anteriormente y cumplan de manera cabal con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

1. ANTECEDENTES

El predio se encuentra situado al noroeste de la Ciudad de México, en el antiguo Lago de Texcoco. La topografía de la región es prácticamente plana en el ex-lago, con algunos promontorios aislados como el Cerro del Peñón, Peñón del Marqués y Cerro de Chimalhuacan.

En virtud de la importancia que tienen las formaciones lacustres del Valle de México en las obras de ingeniería, su distribución y propiedades ha sido ampliamente estudiada especialmente la zona urbana. .

De acuerdo a los estudios realizados, las formaciones superiores del subsuelo en la zona del ex-vaso de Texcoco, son similares en su origen y propiedades a las que se localizan bajo la Ciudad de México, pudiendo distinguirse las siguientes formaciones: Superficial, Arcillosa Superior Capa Dura Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos.

ZONA DEL LAGO

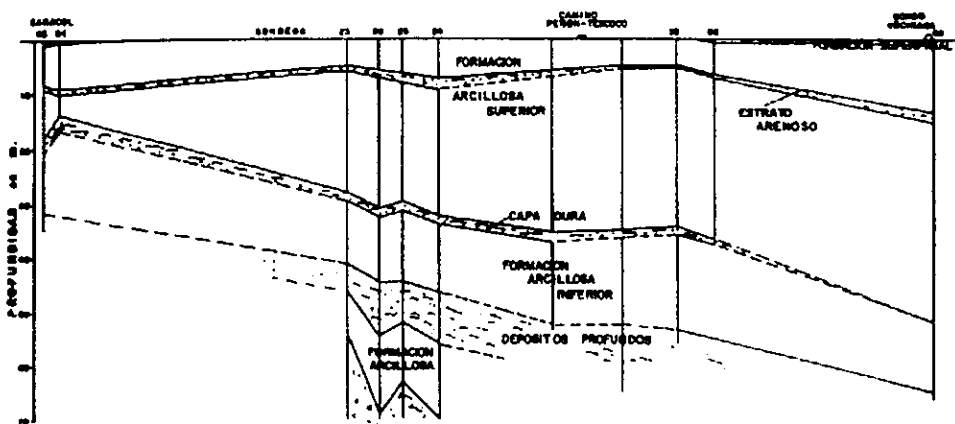
La mineralogía de las arcillas del Valle de México ha sido estudiada en varias ocasiones. Las formaciones existentes bajo la Zona Metropolitana se extienden hacia el lago de Texcoco, con las características descritas a continuación:

- **MANTO SUPERFICIAL.**- Esta constituido por arcillas consolidadas por secado, arenas limosas y limos arcillosos con un contenido de agua promedio de 61%; su espesor medio es de 1.5 m, el que aumenta en las zonas cercanas a la Sierra de Guadalupe a 6 m aproximadamente. En las zonas de inundación permanente y en aquellas recientemente expuestas a secado, no es apreciable este estrato o tiene unos cuantos centímetros de espesor. En la zona Lacustre

esta formación se encuentra surcada por innumerables grietas rellenas con materiales eólicos y profundidad superior a 4 m, por lo que penetran en el estrato subyacente. Únicamente existen rellenos en las cercanías del Bordo de Xochiaca, en la intersección del bordo poniente con el camino Peñón-Texcoco y en la zona del Aeropuerto.

- **FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR.**- Su espesor varía, en dirección Norte Sur de 17 m aproximadamente en el caracol a más de 40 m en el Bordo de Xochiaca. En dirección Oriente poniente, varía entre 38 y 17 m, del km. 3 al 13 del camino Peñón-Texcoco. está formada por arcillas de origen volcánico-lacustre altamente compresibles, intercalada por bolsas y estratos arenosos, limoarenosos y de vidrio volcánico a diversas profundidades, destacándose una capa de arena negra en estado suelto, en ocasiones limosa, con espesor variable entre 0.2 y 2 m, a profundidades comprendidas entre 3 m en las zonas Norte y Oriente, 3 a 8 m en la zona Poniente y 12 m en Ciudad Netzahualcoyotl; su contenido de agua medio es de 44%. Sobre este estrato arenoso se localizan las arcillas con menor resistencia al corte, y con un contenido de agua promedio de 294% y valores máximos superiores a 600%.
- **CAPA DURA.**- En el Lago de Texcoco, el horizonte de desecación denominado Capa Dura de la Ciudad de México es de menor espesor, el cual varía de 3.5 m en el Norte y Oriente hasta desaparecer en ocasiones en la vecindad de Ciudad Netzahualcoyotl, en la zona Poniente es muy complicado identificarlo con precisión, ya que en ella proliferan depósitos compactos y sueltos con propiedades semejantes a las de la llamada capa Dura. La constituyen principalmente suelos limoarenosos, arenosos y limosos intercalados en ocasiones por materiales arcillosos. Su contenido de agua medio es de 59% y su resistencia a la penetración estándar es notablemente variable, con valores extremos de 8 a más de 50 golpes.

- FORMACION ARCILLOSA INFERIOR.- Del mismo origen y características que la superior se diferencia de esta por su menor contenido de agua medio, que es de 255%, y por tener menor compresibilidad y mayor resistencia al corte. En ella se localizan también lentes y estratos limoarenosos y de vidrio volcánico.
- DEPOSITOS PROFUNDOS SUPERIORES.- También es conocida como la segunda Capa Dura, esta constituida por limos, arenas finas y limosas muy compactas. Está comprendida entre 24 m en la parte Oriente y a más de 64 m en las inmediaciones del Bordo de Xochiaca, con un contenido de agua cercano al 50 % y su resistencia a la Penetración Estándar es mayor a 50 golpes.
- TERCERA FORMACION ARCILLOSA.- De acuerdo con exploraciones y trabajos de perforación realizadas para la instalación de los sistemas de bombeo bajo los lagos Desviación Combinada y Texcoco Sur, existe dentro de los depósitos profundos una formación compresible de espesor superior a 6 m, cuyo contenido de agua medio es de 147%, con valores máximos del orden de 280%.



- DEPOSITOS PROFUNDOS INFERIORES.- En esta localizan estratos arenosos, limosos y limoarenosos en ocasiones contienen arcillas y gravas. Su contenido de agua es de 37%.

PROPIEDADES ÍNDICE

TABLA I VALORES MEDIOS DE PROPIEDADES ÍNDICE EN LAS FORMACIONES DEL LAGO DE TEXCOCO

PROPIEDADES	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W (%)		LIMITE LIQUIDO LL (%)		LIMITE PLASTICO LP (%)		DENSIDAD DE SOLIDOS ρ_s		RELACION DE VACIOS		RENTAL AL CORTE	
	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n
	FORMACION SUPERFICIAL	61	112	59	15	44	15	2.50	24	1.7	23	0.15
FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR	303	3359	301	824	71	624	2.46	2479	7.5	2486	0.15	1767
CAPA DURA	89	109	71	24	37	24	2.53	9	1.2	9	0.08	8
FORMACION ARCILLOSA INFERIOR	255	950	242	188	66	179	2.43	804	5.9	604	0.52	271
DEPOSITOS PROFUNDOS SUPERIORES	48	476	94	54	47	94	2.42	8	1.5	8	0.54	2
TERCERA FORMACION ARCILLOSA	147	227	182	50	68	50	2.27	8	5.9	6	0.08	5
DEPOSITOS PROFUNDOS INFERIORES	37	299	48	26	25	28						

n — NUMERO DE DETERMINACIONES

PROPIEDADES MECANICAS

COMPRESIBILIDAD.- Las características de Compresibilidad del Lago de Texcoco son más desfavorables que las de la Ciudad de México y se distinguen dos zonas, una similar a la zona virgen y otra en que las arcillas se encuentran preconsolidadas por bombeo.

Los coeficientes de Compresibilidad medios en la proximidad de la carga de preconsolidación son de 4.14 y 1.54 cm²/kg respectivamente. Los valores máximos son del orden de 10 cm²/kg y se presentan bajo la zona afectada o por secado de la Formación Arcillosa Superior, disminuyendo con la profundidad.

En las zonas alejadas de los campos de los pozos las arcillas se encuentran normalmente consolidadas excepto a profundidades cercanas a los depósitos profundos, Capa Dura y en la parte Superficial.

PROPIEDADES DINÁMICAS

Debido a la gran deformabilidad de las arcillas del Lago de Texcoco y a la necesidad de construir diversas estructuras sobre ellas, fueron investigadas sus propiedades dinámicas mediante pruebas de prospección sísmica vertical y horizontal en campo y pruebas dinámicas de vibración forzada no consolidadas no drenadas con especímenes inalterados.

PROFUNDIDAD (m)	MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ G (kg/cm ²)	MODULO DINAMICO DE ELASTICIDAD E (kg/cm ²)	RELACION DE POISSON
0 a 17	17.4	52.2	0.499
17 a 30	32.9	98.3	0.498

FORMACION	S _u	n	S _u	n	S _v 0.65	n	S _u	n	S _v 0.65	n	S _v 0.65 S _u 0.65
	kg/cm ²		kg/cm ²		kg/cm ²		kg/cm ²		kg/cm ²		—
ARCILLOSA SUPERIOR	0.213	69	0.128	172	0.219	294	0.151	181	0.084	178	3.17
ARCILLOSA INFERIOR	0.395	13	0.248	44	0.326	6	0.31	24			

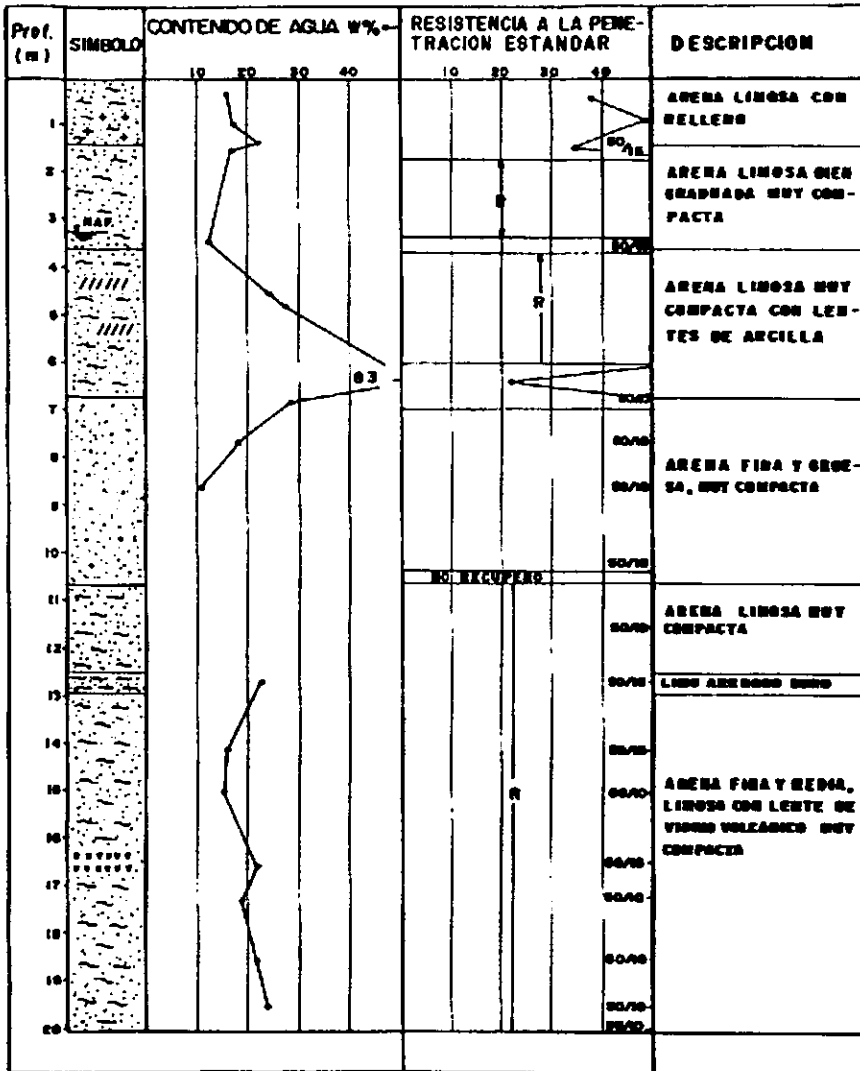
S_u - RESISTENCIA AL CORTE EN PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA
 S_v - RESISTENCIA AL CORTE EN PRUEBA DE COMPRESION NO CONSOLIDADA
 S_u 0.65 - RESISTENCIA AL CORTE EN SITIO
 S_v 0.65 - RESISTENCIA AL CORTE MEDIAL EN SITIO
 n - NUMERO DE DETERMINACIONES

En esta tabla se presentan los valores medios para la Formación Arcillosa Superior y la Formación arcillosa inferior

ZONA DE TRANSICIÓN

En los sondeos correspondientes a esta zona se encontraron estratos arenosos, limosos y arcillosos, similar a otras zonas de la Ciudad de México.

Los materiales encontrados en la parte oriental y occidental son: arenas limpias, limosas y arcillosas, en ocasiones con grava media, en estado muy suelto a compacto, su contenido de agua es inferior a 25%; arcillas de media a alta compresibilidad con estratos delgados de arena fina negra, microfósiles, limo y vidrio volcánico, tiene un contenido de agua muy variable entre 35 y 425%; arcillas muy firmes (CL), de baja compresibilidad con arena fina y limo, tiene contenidos de agua entre un 10 y 40% y se encuentran a poca profundidad; limos compresibles arenosos en estado suelto a medianamente compacto y contenidos de agua comprendidos entre 30 y 90%.



SIMBOLOS

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- VITRIS VOLCANICOS

En esta figura se presenta la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo en la zona pétre.

PIEZOMETRÍA

El nivel de aguas freáticas en el ex-lago, se localiza a profundidades inferiores a 1.50 m y se encuentra influenciado por el estrato arenoso situado en la parte superior de la Formación Arcillosa Superior, así como por las grietas rellenas con materiales permeables.

En las zonas del Lago poco influenciadas por bombeo, existen pérdidas de presión con respecto a la hidrostática del orden de 2 y 5 m para la Capa Dura y la parte superior de los depósitos profundos respectivamente.

En la zona oriental, debido a la sobreexplotación del acuífero para riego, existen abatimientos piezométricos importantes que se incrementan gradualmente, a razón de 0.85 m por año a profundidades comprendidas entre 25 y 100 m, en la Ciudad de Texcoco, lo que provoca el flujo de las aguas saladas del lago hacia esas zonas con la consecuente intrusión salina.

En la zona industrial al poniente del Lago la reducción de niveles piezométricos aumentó de Sur a Norte en los años de 1970 a 1973, registrándose pérdidas de presión hidrostática de 4 m a partir de 12 m de profundidad en la zona de Xalostoc; 6 m a partir de 17 m de profundidad en la zona de Tulpetlac.

HUNDIMIENTO REGIONAL

A partir de 1972 se han realizado mediciones periódicas de la subsidencia del Lago mediante nivelaciones de precisión del cerro del Peñón a las cercanías del Lago de Texcoco Sur, registrándose un hundimiento medio de 15.4 cm por año, con valores máximos de 24.6 cm por año mínimos de 12.7 cm por año.

A continuación se describen algunos de los problemas que se pueden presentar así como algunas experiencias realizadas:

ZONA DEL LAGO

TERRAPLENES

Debido a las condiciones del subsuelo, los asentamientos producidos por una sobrecarga son importantes. En un área de 90 x 65 m, taludes 1.5:1 y altura de 2.30 , con una sobrecarga de 2.5 ton/m² se han registrado hundimientos máximos totales de 0.80 m y diferenciales de 0.50 m en un periodo de 4 años.

EXCAVACIONES

La presencia de arcillas fisuradas con muy bajas resistencias al esfuerzo cortante a poca profundidad, la existencia de una capa arenosa bajo ellas y la presencia del nivel freático casi superficial, hacen que las condiciones de estabilidad de taludes, la posibilidad de falla por subpresión, y la factibilidad de fallas por traslación, influenciados por efectos del flujo de agua en el subsuelo.

Los inconvenientes anteriores han obligado al empleo de taludes tendidos en las excavaciones.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La alta compresibilidad de la parte superior de la Formación Arcillosa Superior y el poco espesor o ausencia de un manto superficial resistente, ocasiona que los movimientos diferenciales en este tipo de cimentación sean más desfavorables, por lo que el empleo de materiales ligeros y cajones o losa de cimentación es recomendada para estructuras de dos o más niveles.

CIMENTACIONES PROFUNDAS

En construcciones pesadas, no es posible transmitir la descarga a las formaciones superficiales, en virtud de la magnitud de los asentamientos que se presentarían, por lo que es aconsejable compensar total o parcialmente el peso de la obra, o transmitirla a estratos menos compresibles mediante pilotes de adherencia.

El poco espesor de la capa dura, restringe el empleo de pilotes de punta, los cuales podrían penetrarla o deformarla. Adicionalmente, la fricción negativa ocasionada por hundimientos provoca solicitaciones importantes en los pilotes.

ZONA DE TRANSICION

Las consideraciones realizadas para la zona del lago son aplicables a esta zona, con la salvedad de que por tenerse menores espesores compresibles y mayor en los estratos compactos es posible el empleo de cimentaciones superficiales o poco profundas según sea el caso.

Se proyecta la construcción de un edificio para bodegas textiles en un predio ubicado en General Francisco Arce No. 73, Colonia Juan Escutia, Iztapalapa, D.F. La localización del sitio se muestra en la figura 1.

Actualmente el predio de interés se encuentra parcialmente ocupado por una estructura de un nivel, y el área restante del predio está baldía, como se muestra en la figura 2. El predio tiene un área de 400m². Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al norte con la calle General Felipe de la Garza, al sur con una estructura de 2 niveles, de la cual su cimentación deberá estar constituida por zapatas corridas desplantadas del orden de 0.7 m de profundidad; al oriente se encuentra colindando con una barda de 2.5 m de altura constituida por block, la

cual se encuentra construida sin castillos y sin dala de coronación; y finalmente al poniente colinda con la calle Gral. Francisco Arce; como se muestra en la figura 2.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio con área cubierta en planta de 400 m², constituido por planta baja a doble altura y tres plantas tipo. Estará estructurado por columnas, traveses y losas de concreto armado. En la figura 3 se presenta una planta con la distribución de columnas a nivel de planta baja, y en la figura 4 un corte vertical esquemático.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el predio de interés y en pruebas de laboratorio. Complementándose las características estratigráficas y físicas del subsuelo mediante un sondeo profundo realizado en un sitio próximo al de interés.

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

Previo a determinar el tipo de exploración más adecuada se presentan datos generales de la:

ZONIFICACION DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

La formación del Valle de México tuvo una época de intensa actividad volcánica, en la cual aparecieron diversas formaciones montañosas. El conjunto de montañas formo un vaso de almacenamiento natural en el que se depositaron diversos rellenos.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, este se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

a) Zona I Lomas

Esta formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Además esta formada por suelos arenolimosos (tobas) compactados, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, se incluyen los derrames de basalto del pedregal.

En esta zona se han detectado seis tipos de suelo atendiendo a los problemas de cimentación y se describen a continuación:

- 1) Tobas estables aun bajo la acción erosiva del agua, compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga. Estos suelos aparecen con mayor frecuencia al norte de la zona poniente pétrea y especialmente, en la zona alta de las Lomas de Chapultepec en que aparecen conglomerados de gran capacidad de carga.

Cuando estos suelos aparecen limpios son los mejores para utilizarse como agregados pétreos, sin embargo su ubicación no se puede localizar fácilmente, pues depende de las condiciones en que se depositaron, y en la mayoría de los casos han sido cubiertos por emisiones volcánicas.

En estas zonas se localizan las cavernas que una vez se explotaron para obtener materiales de construcción y que actualmente constituyen un peligro para construcciones de todo tipo.

- 2) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua. Están compuestas en gran proporción por arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre.

La configuración del terreno cambia de una época de lluvias a la siguiente, de manera que en algunos casos es difícil reubicarse en el sitio en temporadas cortas como materiales de relleno son muy malos debido a su erodibilidad. A menos que se cubran debidamente y se aislen de los cambios de humedad, sus propiedades de resistencia después de compactados disminuyen notablemente si se saturan.

- 3) Suelos pumíticos. Existen espesores variables entre 1 y 3 m. de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren ruptura de granos si se someten a presiones de contacto altas (25kg/cm^2). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican entre capas de mucho mayor dureza, por lo que es importante tenerlos presentes en el diseño de cimentaciones profundas que transmiten presiones de contacto altas.
- 4) Rellenos. Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia las zonas pétreas, cada vez se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con material mal compactado. Los problemas de hundimiento que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aun después.
- 5) Suelo de origen eólico. Localizados al pie de la sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente estos depósitos de arena suelta que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas sus espesores son al rededor de 4m.

6) Roca basáltica. En una gran parte de la zona sur se tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se puede observar los tipos de basalto columnar y vesicular. Las partes sanas de basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el valle de México.

B) Zona II o de Transición.

En esta zona los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad o menos, y esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

En esta zona se han reconocido tres condiciones típicas:

- 1) Progresiva: en donde la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas mas recientes de arcilla lacustre
- 2) Interestratificada: característica de regiones en las que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y mas resistentes.
- 3) Abrupta: se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada por suelo residual.

Puede clasificarse también dentro de la condición 2, el caso de derrames de lava sobre arcillas o suelos aluviales, cubiertos por otras capas mas recientes de

la formación lacustre o por acarreos fluviales; esta disposición se ha encontrado en algunos lugares circundantes al cerro de la estrella.

C) Zona III o de Lago

Esta integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca. La clasificación de estos depósitos es de origen geológico y de ella se derivan las definiciones siguientes:

MANTO SUPERFICIAL.- Compuesto por depósitos arenarcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos, o bien, rellenos artificiales que llegan hasta 10m. de espesor. Esta zona corresponde a las formaciones Parrilaco y Totolsingo.

FORMACIÓN ARCILLOSA SUPERIOR.- Corresponde a la formación Tacubaya, formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino; esta constituida por arcilla de alta compresibilidad, de varios colores, de consistencia blanda a media, de espesor entre 15 y 32m, contiene lentes delgadas de arena.

CAPA DURA.- Espesor aproximado de 3m y una composición de suelos limoarenosos compactados o rígidos, cementados con carbonato de calcio.

FORMACIÓN ARCILLOSA INFERIOR.- Compuesta por arcilla volcánica semejante a la de la formación arcillosa superior, pero mas comprimida y resistente, en espesores de 4 a 14m.

DEPÓSITOS PROFUNDOS.- Son depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

Las tres últimas capas corresponden a la formación de Tarango.

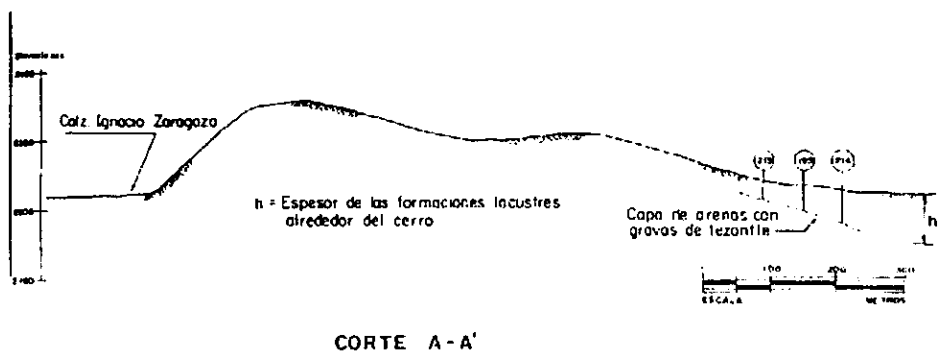
En algunos lugares a partir de los 65m, se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Un lugar cercano al estudio en cuestión es el llamado Peñón del Marques o Peñón Viejo compuesto por dos cuerpos extrusivos, que en planta cubren cada uno de ellos la mitad de la superficie que sobresale del nivel medio. Al pie del peñón y en torno a el se encuentran arenas volcánicas negras en abundancia, distribuidas en horizontes que dan idea de la frecuencia e intensidad de las explosiones volcánicas que las generaron.

Una de las características mas significativas de esta zona es que no existe transición entre los depósitos lacustres y la roca ígnea que forma el cerro. Esto es a tal grado critico que en algunos puntos los problemas de cimentación por hundimientos diferenciales muy delicados.

En esta zona, se han realizado varios estudios del subsuelo de los que se puede reportar lo siguiente: en un radio de 2 km. en torno al mencionado promontorio se encuentran arcillas de alta compresibilidad hasta 77m de profundidad y roca alterando superficialmente. Las dimensiones de la zona y sus características topográficas permiten trazar el corte A-A presentado en la figura siguiente.

En esta figura se observa que la pendiente de las capas incompresibles, de arenas con gravas de tezontle, que penetran en los mantos compresibles tienen pendiente mayor de 10%.



CORTE A - A' POR EL PEÑÓN DEL MARQUÉZ

En las exploraciones analizadas se observó que superficialmente se encuentran arenas limosas de compacidad media a alta con contenidos de agua menores de 100%. A continuación se tienen arcillas de alta compresibilidad con contenidos de aguas variables entre 100 y 400%, estratificadas con arenas limosas de baja compresibilidad en espesores muy variables. Finalmente, aparecen capas de arena y grava de tezontle con los contenidos de agua mas bajos.

Superficialmente existe un sistema de fracturas, cuya traza tiende a ser paralela a las curvas de nivel del cerro.

Los movimientos diferenciales y las deformaciones de extensión que ocurren alrededor de estas aberturas afectan a tal grado las construcciones, que casas de dos niveles han sido demolidas.

Las grietas ocurren por el hundimiento regional del valle de México y el abatimiento piezométrico local por bombeo. La consolidación diferencial que se genera por estos factores produce un alargamiento de la superficie del suelo creando áreas de tensión y agrietamiento, que se manifiestan en las zonas de mayor debilidad y en donde el cambio de pendiente de los materiales incomprensibles es más brusco.

A CONTINUACIÓN SE PRESENTAN ALGUNAS RECOMENDACIONES

En la zona lacustre debe esperarse:

-Asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobre cargas que exceden la carga de preconsolidación.

-Hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos.

Por tratarse de deformaciones blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales. La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas. El análisis de estabilidad de taludes permanentes (canales y excavaciones) requiere la determinación de la resistencia por cortante a largo plazo.

Además por la heterogeneidad de estas formaciones deberá aumentarse el número de sondeos y el de ensayos de laboratorio. Los problemas asociados a ellos son principalmente de asentamiento diferencial, y en menor grado, de

capacidad de carga. Las cimentaciones están condicionadas por la disposición de los estratos y pueden ser zapatas corridas o aisladas, pilas o pilotes.

En la zona pétreo la exploración con pozos a cielo abierto, complementada por barrenos con extracción de muestras, en caso necesario es la usual en esta zona. Generalmente la compresibilidad es despreciable y la capacidad de carga alta. La cimentación de zapatas aisladas es en general la solución obvia

En la zona de transición la variedad de condiciones que pueden encontrarse entre las distintas formaciones hacen poco menos que imposible la elección anticipada del tipo de exploración y muestreo requerido. Los equipos a usar deben ser versátiles, en cuanto a herramienta y capacidad propulsora, el pozo a cielo abierto es viable hasta los 10 m, extendida con barrenación rotatoria. La observación en campo con fines de localización de grietas y el asentamiento diferencial en transiciones abruptas, son aspectos importantes en el diseño de la cimentación.

Cabe mencionar que la zona a que corresponde un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, además los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicadas en la más desfavorable.

2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 18 m. de profundidad, denominado SM-1.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 Kg que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante la excavación de un pozo a cielo abierto a 2.5 m de profundidad; se inspeccionaron las paredes del pozo determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

La localización en planta del sondeo mixto y el pozo a cielo abierto se muestran en la figura 2. En las figuras 5 y 6 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

3 PRUEBAS DE LABORATORIO

A continuación se describen las características generales de las pruebas de laboratorio realizadas:

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)

Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

La Tabla 6.1 presenta la clasificación del sistema unificado.

Como puede observarse en dicha tabla, los suelos y partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla no. 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que la pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla no. 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicha malla.

Los suelos se designan por símbolos de grupo (ver tabla 6.2). El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava, arena limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos (ver tabla 6.3)

SUELOS GRUESOS

En los suelos gruesos se tienen las gravas (G) y las arena (S) de tal modo que un suelo pertenece al grupo de gravas (G) si más de la mitad del a fracción

Tabla 6.2 Materiales para terraplenes

Tipo de suelo *	Permeabilidad	Resistencia a la tubificación	Resistencia al cortante	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad		
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental.	No susceptibles al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados.	Muy buena		
GP	Permeable a muy Permeable	De alta a media	Alta				Muy buena		
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta				Muy buena		
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta		
GM	Semi-Permeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla No. 4). Si el material contiene menos de 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Mediana A alta	Control de humedad de compactación muy importante	Media si mal compactados		
GC	Impermeable	Muy alta	Alta				Baja	Muy buena	
SM	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta				Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media				Mediana a baja	Muy baja	Buena a correcta
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Media a baja	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación.	Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación.	Media a alta si mal compactados	Correcta a muy pobre		
MH	Muy impermeable	Media a alta	Baja				Muy baja	Buena a correcta	
CL	Impermeable	Alta	Media				Mediana a alta.	Media a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CH	Muy impermeable	Muy alta	Baja a media					Muy baja	Muy pobre
OL	Impermeable	Media	Baja					Muy baja	Correcta a pobre

* De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 6.3 Suelos de cimentación

Clase de suelo	Suelos gruesos limpios (GW, GP, SW, SP)	Suelos gruesos con limpios (GW, GP, SW, SP)	Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no ser fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Compresibilidad y expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansión al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.

gruesa es retenida por la malla no. 4 , y pertenece al grupo de las arenas (S) en caso contrario.

Tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (GW, GP, GM, GC) y (SW, SP, Sm, SC), respectivamente, como puede verse en la tabla 6.3.

En el simbolo GW, el prefijo G (gravel) se refiere a las gravas y W (gravas y W (well graded) requiere decir bien graduado. De igual modo, el simbolo GP indica gravas pobremente o mal graduadas (poorly graded gravel), el simbolo GM indica gravas limosas, en la que el sufijo M proviene del sueco mo, y el simbolo GC indica gravas arcillosas. El sufijo C indica gravas arcillosas. El sufijo C indica arcilla (clay).

Asimismo, los simbolos SW, SP, SM, SC indican arenas (sands) bien graduadas, arenas mal graduadas, arenas limosas y arenas arcillosas respectivamente.

El criterio de clasificación de estos suelos en el laboratorio viene indicado en el lado superior derecho de la tabla.

SUELOS FINOS

También en los suelos finos el sistema unificado los considera agrupados en tres grupos para los limos y arcillas con limite líquido menor de 50%, en tres grupos para los limos y arcillas con limite mayor de 50 % y en un grupo para los suelos finos altamente orgánicos. Si el limite líquido suelo es menor de 50%,es decir, si el suelo es de comprensibilidad baja o media, se añade el sufijo L (low compressibility) a los prefijos M, C y O, obteniéndose de ese modo los simbolos ML Obteniéndose de ese modo los simbolos ML (limos inorgánicos de baja comprensibilidad) y CL (arcillas inorgánicas de baja comprensibilidad) y OL (limos orgánicos de baja compresibilidad).

Si el límite líquido es mayor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad alta. Se añade el sufijo H (high compresibility) a los prefijos M, C y O obteniéndose así los símbolos MH (limos orgánicos de alta compresibilidad), CH (arcillas inorgánicas de alta compresibilidad y OH (arcillas orgánicas de alta compresibilidad).

Los suelos altamente orgánicos, como las turbas. Se designan con el símbolo Pr

UTILIDAD DE LA IDENTIFICACION DE LOS SUELOS

La utilidad de la identificación de los suelos es muy importante en la ingeniería ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativamente, las propiedades mecánicas hay que tener siempre presente que la experiencia que se tenga en el manejo de los suelos y de su comportamiento juega un papel muy importante en la utilidad que pueda prestar cualquier clasificación.

El encasillamiento de un suelo en un determinado grupo se ha hecho, como se ha podido observar, mediante la combinación de los resultados de análisis de laboratorio. Sin embargo, en muchas ocasiones, en el campo, un ingeniero con cierto conocimiento de los suelos puede efectuar pruebas sencillas que lo llevan a poder identificar un suelo de manera aproximada cuando carezca del equipo de laboratorio para identificación más estricta.

GRANULOMETRIA

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen.

A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, por el método de hidrómetro, o bien, combinando ambos.

El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas, que definen el tamaño de la partícula.

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de Stokes a una esfera que cae libremente en un líquido.

El análisis combinado o total, consiste en la aplicación de los métodos antes citados, a las porciones gruesa y fina de un mismo material. Este es el caso que comúnmente se presenta en las tierras que se emplean en la construcción de presas de tierra.

a) Análisis por mallas. El análisis por mallas se efectúa con la muestra íntegra.

A) Material mayor que la malla Núm. 4 (4.69 mm.)

1 El material retenido en la malla núm. 4 (4.69 mm.) se pasa a través de las mallas de 76.2 mm. (3"), 50.8 mm. (2"), 38.1 mm. (1 ½"), 25.4 mm. (1") 12.7 mm. (1/2") y 9.5 mm. (3/8"), colocándolas en este orden y agitando el juego con movimientos horizontales y verticales combinados (fig. 45).

2. Se pesa la fracción retenida en cada malla (fig 46), y se anota en la hoja de registro de "análisis granulométrico".

B) Material menor que la malla Núm. 4 (4.69 mm.).

En este análisis la cantidad de suelo requerido, depende de los finos que contenga.

Suelos arcillosos y limosos....	500 g.
Suelos arenosos.....	500 a 1,000 g.

EQUIPO

Juego de mallas: Núms. 8 (2.38 mm.), 14 (81,19 mm.), 28 (0.59 mm.), 48 (0.297 mm.), 100 (0.149 mm.), 200 (0.074 mm.). charola y tapa. (fig. 47)

Balanza de torsión o eléctrica, de 0.1 g. De aproximación. (fig- 48.)

Horno de temperatura constante de 105 C (fig. 49)

ACCESORIOS:

Cápsulas de 25 cm. De diámetro

Brocha.

Piseta.

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante: al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable: si el

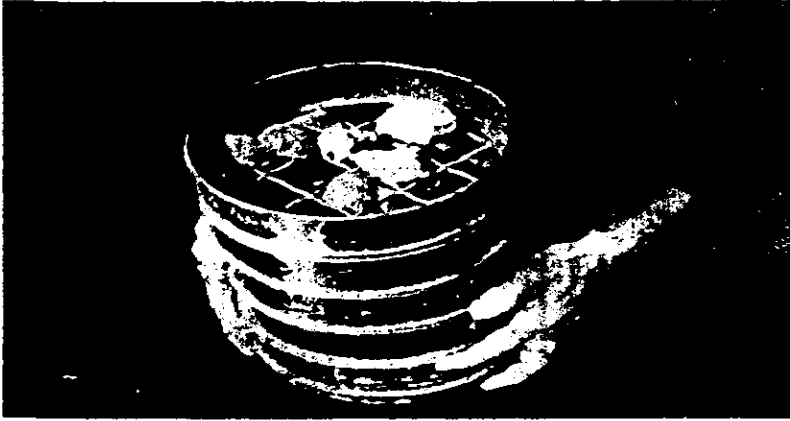


FIGURA 45

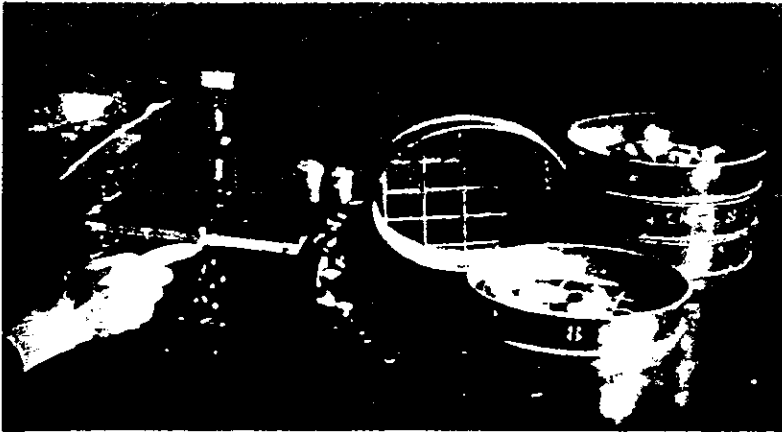


FIGURA 46

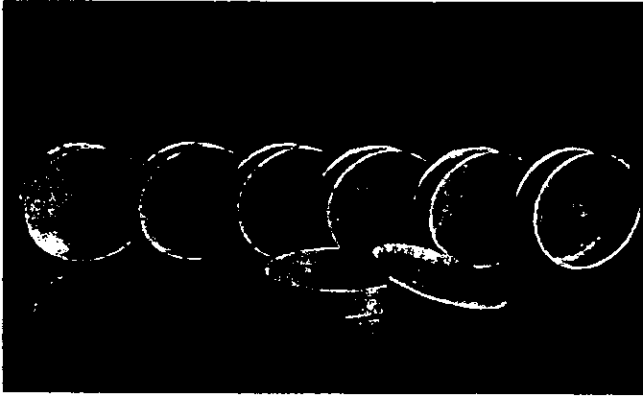


FIGURA 47

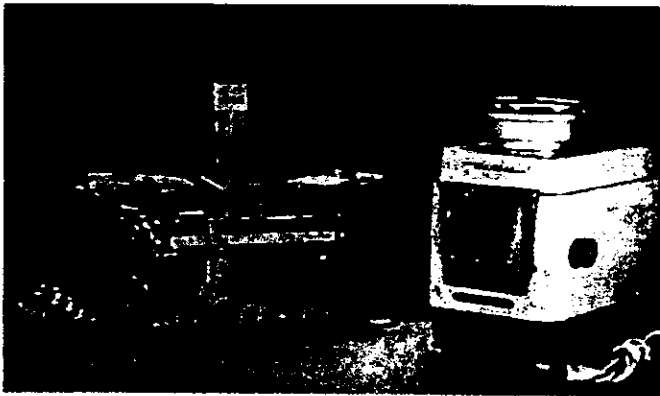


FIGURA 48



FIGURA 49

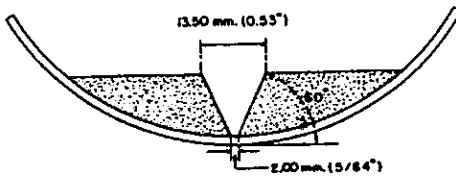


FIGURA 50 a

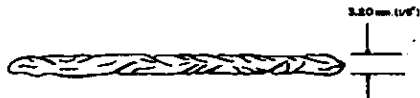
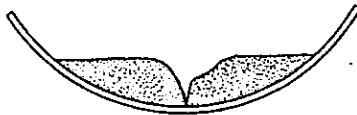


FIGURA 50 b

secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido pudiendo resistir esfuerzos de comprensión y tensión considerables.

Arbitrariamente, A. Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los límites siguientes. Líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido.

A estos límites se les llama límites de consistencia.

El límite líquido LL lo fija el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco), que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra del mismo, en que se haya practicado una ranura de dimensiones estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos, se cierre sin resbalar en su apoyo. (Fig. 50a).

El límite plástico L_p lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado con el suelo, de aproximadamente 3.2 mm. De diámetro, al roarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente que puede ser una placa de vidrio (Fig. 50b).

El límite de contracción L_c es el contenido de agua que saturarla a un suelo contraído por secamiento de evaporación.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad, y es una medida de la plasticidad del suelo. Se define el índice de contracción por la diferencia entre los límites plásticos y de contracción.

En mecánica de Suelos, y en particular en los estudios de materiales para la construcción del terraplén de un cortina, los límites de consistencia son de

gran ayuda para clasificar la fracción de préstamos, cuando éstos están formados por materiales esencialmente arcillosos o limosos.

EQUIPO

Dispositivo de A. Casagrande para determinar el límite líquido, incluyendo la solera plana de un centímetro de espesor y el ranurador plano. (Fig. 51).

Espátulas, cápsula de porcelana, malla Núm, 40 (0.420) mm), vidrios de reloj mortero y piseta (Fig. 52)

Horno a temperatura constante de 105 C (Fig. 53.)

Balanza Cenco de 3 brazos y aproximación de 0-01 g- (Fig. 54) o balanza eléctrica de características similares.

Mercurio, cápsulas de Petri, charola de plástico con recipiente para determinar volúmenes, balanza de torsión de 1 kg. con marco de pesas, piseta cápsulas de porcelana , espátula y brocha. (Fig. 55).

Frascos de vidrio de 100 a 200 cm.

- b) Preparación de muestra. Las pruebas de consistencia se hacen solamente con la fracción de suelo que pasa por la malla Núm. 40 (0.420 mm.)

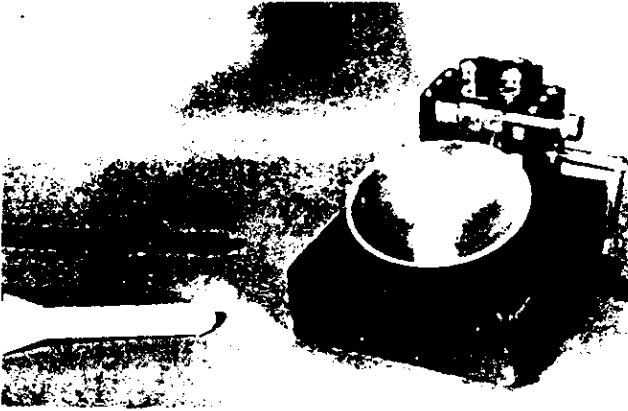


FIGURA 51



FIGURA 52



FIGURA 53

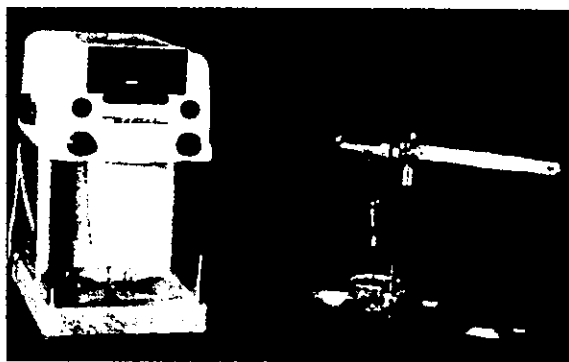


FIGURA 54



FIGURA 55

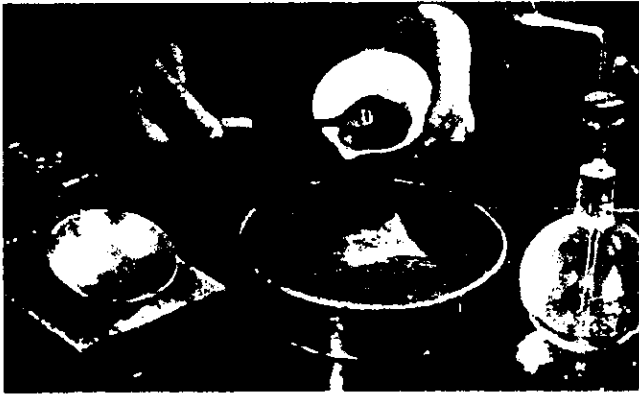


FIGURA 56

A continuación se describen dos procesos de preparación de la muestra.

Para determinar cuál proceso conviene, se seca al horno una muestra húmeda de material y se presiona con los dedos. Si se desmorona fácilmente, se usa el método de separación en seco (indica que el material es areno-limoso o limoso). En cambio, si la muestra ofrece considerable resistencia y los granos no pueden separarse, se requiere hacer la preparación con ayuda del agua (indica que el material es arcilloso).

Método seco 1. Del material que pasa la malla Núm., 4 (4.69 mm.), se desmenuzan 150 g. En un mortero, teniendo cuidado de no llegar a romper los granos. (Fig. 56).

Se agrega agua y, con una espátula de cuchillo, se mezcla perfectamente hasta obtener una pasta suave y espesa. (Fig. 57).

Se guarda la muestra humedecida en un frasco durante 24 horas mínimo para que la humedad se distribuya uniformemente en todos los granos del suelo (Fig. 58); esta operación debe repetirse con diferentes grados de humedad, incluyendo una que esté cerca del límite plástico.

PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Mediante dicha prueba se consigue reducir el problema tridimensional a un problema plano en que se aplican dos esfuerzos normales en direcciones respectivamente perpendiculares, sin producir concentraciones de esfuerzos en la zona de ruptura.

Esta prueba se lleva a efecto en la cámara de compresión triaxial en la que puede regularse tanto los esfuerzos normales como el grado de saturación, en una dirección. También puede medirse la presión neutral o presión de poro que es la del fluido que ocupa los espacios intergranulares, presión que se sabe tiene un efecto importantísimo y en ocasiones dominante en la resistencia del material.

Para conocer el comportamiento del material problema en diversos estados, lo cual es necesario para los análisis de estabilidad de cortinas y bordos, cortes cimentaciones, etc., es necesario llevar a cabo los distintos ensayos de compresión triaxial que en seguida se enumeran:

- a) Prueba rápida no drenada.
- b) Prueba rápida consolidada.
- c) Prueba lenta drenada.

Respecto a las presiones naturales debe notarse que hay dos criterios: 1° Consiste en considerar necesaria su medición en todas las pruebas de compresión triaxial para deducir del esfuerzo normal en la sección de falla el valor de la presión neutral y así obtener el "valor real" de la resistencia al cortante, con el fin de que al analizar la estabilidad de un bordo se aplique haciendo intervenir la presión neutral que por los efectos de consolidación pueda preverse. 2° En este criterio se considera que no es necesaria la medición de presiones neutras para obtener la resistencia al cortante que se aplica al hacer análisis de estabilidad, y que la resistencia medida en la probeta, sin ninguna enmienda, es la que deba aplicarse. Además, no se ignora que el fenómeno de falla intervinieron las presiones neutras de deformación por ruptura (se cree que ninguna conexión tiene con las producidas por consolidación).

La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha adoptado el segundo de los dos criterios; por consiguiente, las pruebas de compresión triaxial se harán sin medición de las presiones neutras excepto cuando hay necesidad de comparar

datos de materiales de los que se conozcan los parámetros de resistencia obtenidos mediante la aplicación del primer criterio.

A continuación describiremos la preparación de muestras y los procesos de ensaye para la prueba triaxial en especímenes de 3.6 cm. de diámetro, designada T-3.6, que es la prueba de laboratorio más común. Posteriormente, se mencionarán pruebas triaxiales en especímenes de otros diámetros.

EQUIPO

Balanza de torsión de 0.01 g. de aproximación y capacidad de 500 g.

Placa de piralina. (No se ve en la fotografía.)

Cápsulas.

Calibrador.

Cronómetro.

Molde para compactar probetas, de 3.6 cm. de diámetro interior y 12 cm. de longitud, con separadores de metal y dispositivo para recibir las probetas.

Punzón (fig. 59).

Dispositivo hidráulico y herramienta para compactar probetas de 3.6 cm. de diámetro (fig. 60).

Cámara triaxial sin drenaje, para ensayar probetas de 3.6 cm. de diámetro y 9.3 cm. de altura.

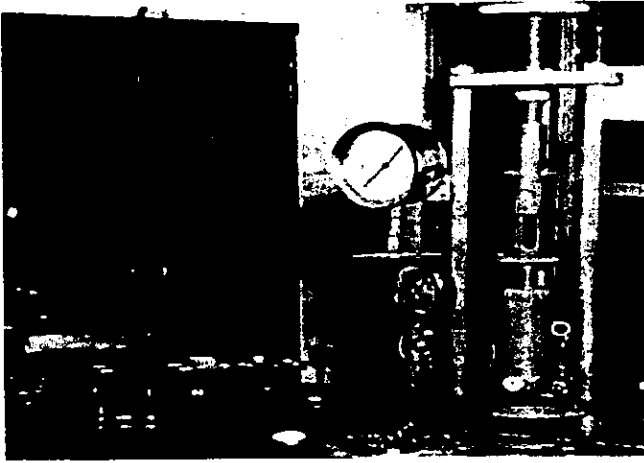


FIGURA 59

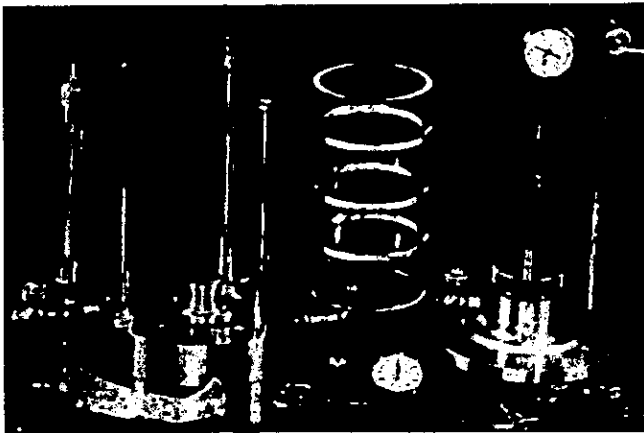


FIGURA 60

Micrómetro con soporte.

Cronómetro.

Tijeras.

Llave de tuercas (perico).

Bandas de hule (ligas).

Fundas de hule (Fig. 61).

Dispositivo para compresión triaxial (lamina LII).

c) Preparación de las probetas.

Existen dos tipos de muestras que se ensayan en esta prueba: las inalteradas y las remoldeadas.

De la muestra inalterada obtenida en el campo, se cortan prismas del tamaño adecuado para obtener probetas cilíndricas de 3.6 cm. de diámetro y 9.3 cm. de altura; esto se logra utilizando el torno y cortador de arco con alambre o bien el cortador circular, con la cuchilla, de 3.6 cm. de diámetro, como se muestra en la fig. 62.

El método del torno para la obtención de probetas se aplica de la siguiente manera:

1° De la muestra inalterada se labra un prisma cuyas bases sean paralelas, el cual se coloca en el torno procurando centrarlo y con el cortador de arco, que se desliza apoyando en las soleras del torno, se efectúan los cortes necesarios para ir formando la probeta cilíndrica. (fig. 63 y 64).

2° Se hace girar el torno y se sigue cortando de la misma manera, hasta lograr dar a la probeta la forma cilíndrica (Fig. 65).



FIGURA 61

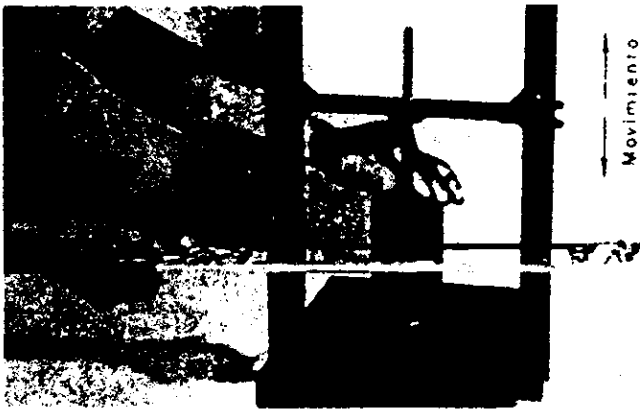


FIGURA 62

3° Se saca la probeta del torno y se coloca en el enrasador para darle la altura indicada.

El método del cortador circular, quedó descrito en el párrafo 7 inciso (a), teniendo como variantes el diámetro de la cuchilla (3.6 mm.) y la altura (aproximadamente 10 cm.).

Las muestra remoldeadas se preparan de la siguiente manera:

1° Se toman de dos a tres kilogramos de material el cual ya se ha preparado, desmoronándolo y pasándolo por la malla Núm. 4 (4.69 mm.) ; y se colocan en una charola de lámina, con su respectiva identificación.

2° Se vuelven a desmoronar los grupos de materiales que pasaron por la malla Núm. 4 (4.69 mm.) con un trozo de madera, evitando romper los granos de arena (Fig. 66).

3° Con un atomizador se humedece el material y al mismo tiempo se revuelve con una espátula para lograr humedad uniforme (Fig. 67).

4° Se da al material generalmente la humedad de saturación W_G , considerando el 95 del peso volumétrico Y obtenido en la prueba Proctor. La expresión matemática es:

5° Una vez que el material tiene humedad uniforme y poco mayor que la óptima de la próctor, se introduce un recipiente de vidrio (vitriolero) con tapa, para evitar pérdidas de humedad y se deja reposar durante 24 horas mínimo para que la humedad se uniformice. Al mismo tiempo se toma una muestra para obtener el contenido de humedad.

Los requisitos que deben satisfacerse para la manufactura de probetas remoldeadas son: que el peso volumétrico fluctúe del 95% al 100% del valor

obtenido en a prueba Proctor, que sea igual y uniforme al compactación en dada una de las 5 capas que forman la probeta (relación de vacíos constante) y que la saturación sea 100%. (Hay ,materiales que no pueden saturarse completamente y en dicho caso deberá darse la máxima saturación posible.)

6° Se hace un primer tanteo volumétrico que consiste en compactar una probeta, en 5 capas, separadas cada una por disco metálico: el peso del material de cada capa es constante, la presión y el tiempo, se aumentan en cada capa en forma de obtener una compactación uniforme (Fig. 68).

Una vez terminada la probeta, se saca del molde, se separan las capas teniendo cuidado de no perder el orden de colocación , se mide su altura y su diámetro, se pesan por separado dentro de una cápsula y todos los valores se anotan en las correspondientes columnas del registro de comprensión triaxial volumétrica de la lámina LIII.

Del material guardado el vitriolero, se toma una muestra para determinar su contenido inicial de humedad.

7° Se introducen las cápsulas en el horno a 110° C., durante 18 horas mínimo, para su secado, después de las cuales, se sacan del horno colocándolas dentro de un desecador para que se enfrien: ya frías se pesan, anotando los datos en los correspondientes renglones de la columna peso seco más tara ($W_s + tara$).

8° Se efectúan todos los cálculos indicados en la lámina LIII. Si la compactación de la probeta no cumple los requisitos prefijados se repiten los tanteos hasta lograrlo.

En el ejemplo de la lámina LIII, el segundo tanteo da una idea de la variación de la presión y del tiempo que se usaron en ese material y que resultaron adecuados a las condiciones antes dichas.

9° Una vez encontrada la presión y el tiempo adecuados, se procede a compactar las probetas necesarias para el ensayo, teniendo en cuenta que los discos metálicos sólo se usan en los extremos, para evitar que se adhiera material en la base del molde o en el vástago. Después de haber compactado cada capa, con un punzón se pica la superficie de la misma a fin de lograr adherencia entre ésta y la capa siguiente.

Debe tenerse la precaución de ir haciendo las probetas a medida que se ensayan para evitar alteraciones como pérdida de humedad hinchamiento. Etc.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua. En las figuras 7 a 10 se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o se determinó el porcentaje de finos, o la granulometría mediante mallas, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos. En las figuras 11 a 16 se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, de porcentajes de finos y de análisis granulométrico mediante mallas.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada- no drenada (pruebas UU). En las figuras 17 a 22 se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo- deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural. La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada -



FIGURA 63



FIGURA 64

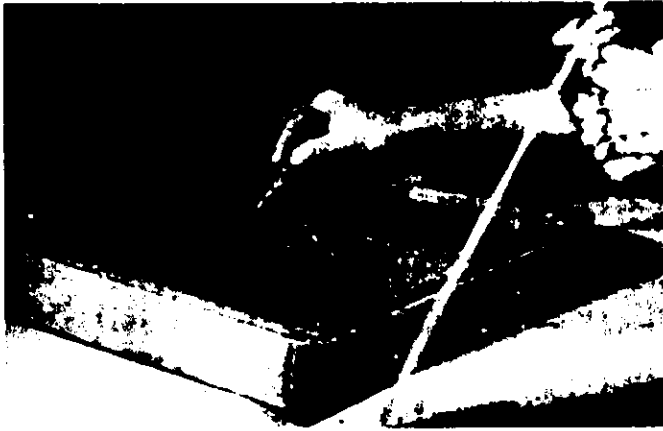


FIGURA 65

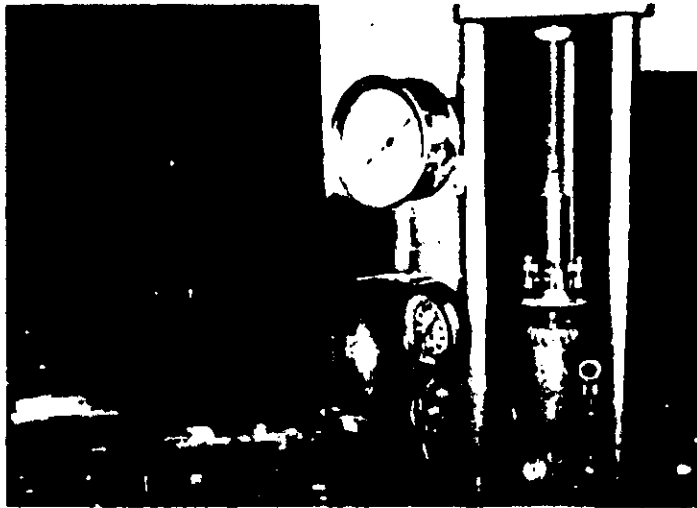


FIGURA 66

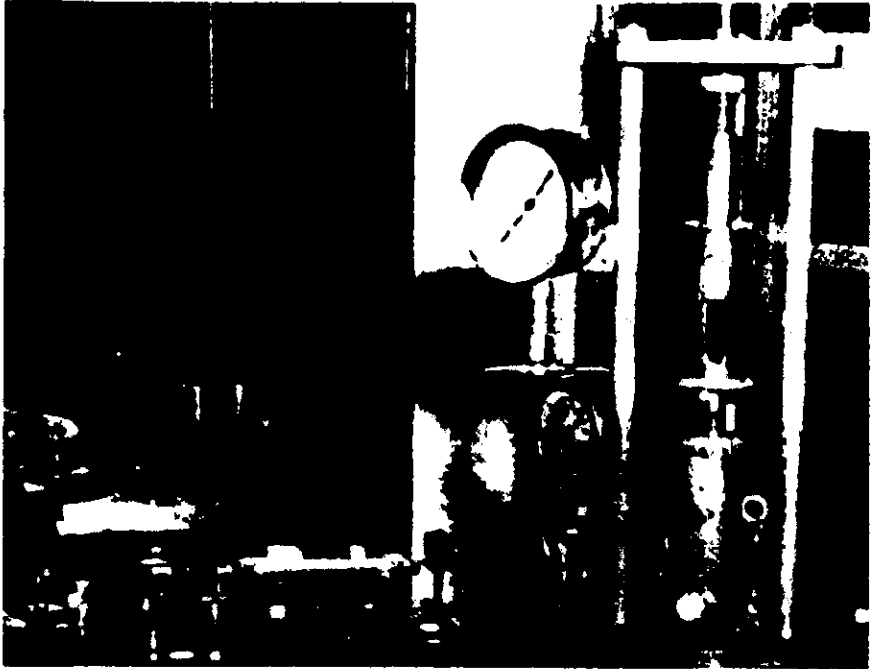
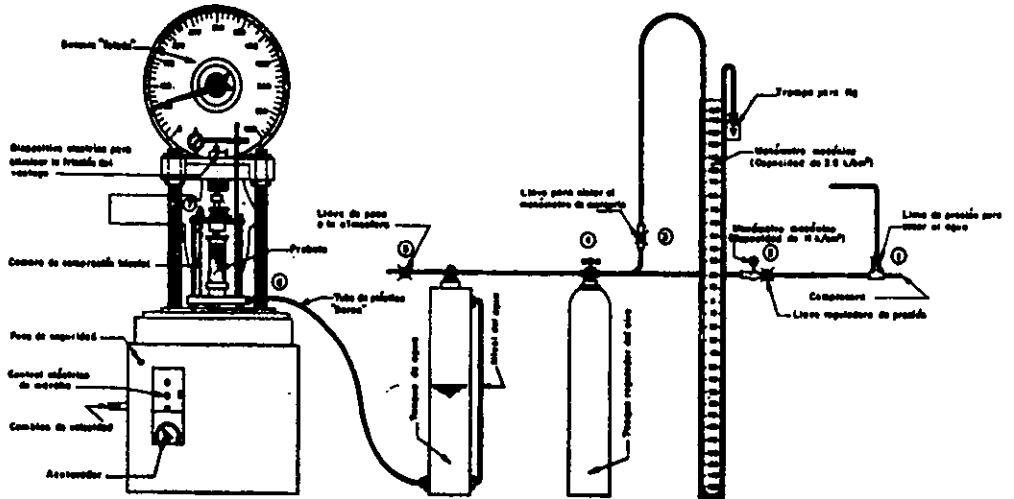


FIGURA 67

ESQUEMA DEL DISPOSITIVO PARA COMPRESION TRIAXIAL



LAMINA LII

no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras 23 a 27.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En las figuras 28 a 33 se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

En la figura 34 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En las figuras 36 a 38 se muestran el sondeo exploratorio en base al cual se complemento el conocimiento de las características estratigráficas y físicas del subsuelo.

El perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto excavado se presenta en la figura 35.

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcción del D.F., y presenta la siguiente secuencia estratigráfica determinada mediante el sondeo realizado en el predio de interés y un sondeo profundo realizado en un sitio próximo (Gilberto Jara y Av. Texcoco).

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno de tipo heterogéneo empacados en limo poco arcillo arenoso, y restos de cimentaciones antiguas con espesor medio de 0.7 m.

- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 4.5 m. Está constituida por arcillas con contenido de arena variable, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 100%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 1 y 10 golpes, de consistencia firme, a blanda con cohesión de 1.5 ton/m² y ángulo de fricción interna de 10°, determinados en compresión triaxial no consolidada-no drenada. El peso volumétrico natural es de 1.50 ton/m³.

- Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 45 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena y vidrio volcánico. El contenido de agua varía entre 200 y 350%, IRPE variable entre 2 y menos de un golpe, de consistencia entre blanda y muy blanda. Con límite líquido variable entre 150 y 350%, límite plástico entre 40 y 50%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 2 y 2.5 ton/m² determinada en compresión axial no confinada. El peso volumétrico natural varía entre 1.2 y 1.25 ton/m³.

En particular entre 11 y 13 m de profundidad se encuentra una capa de arena poco limosa, gris oscura, con contenido de agua medio de 25%, compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 28 a más de 50 golpes.

El nivel freático se encontró a 2.15 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 3 ton/m² a 50 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 39 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que los depósitos localizados entre la superficie y 10 m de profundidad, están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 50 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2 y 3 ton/m², incrementándose con la profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm³.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4.

5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

A continuación se presentan los criterios generales de la alternativa de cimentación que se juzgo más adecuada:

CAJONES DE CIMENTACION

Como se sabe la misión de una losa de cimentación es distribuir la carga en una área tan amplia como sea posible, dando a la subestructura una rigidez suficiente para salvar por encima áreas locales del suelo más débil o más compresible. El grado de rigidez que proporciona la losa reduce así mismo el asentamiento diferencial. Los cajones de cimentación se diseñan sobre los mismos principios, aunque poseen una función adicional e importante, puesto que con la excavación se reduce la carga neta que ejerce sobre el suelo de este modo, el asentamiento total de la cimentación es menor, así como también los asentamientos diferenciales.

La compensación se consigue disponiendo de una subestructura hueca de tal profundidad que el peso del suelo desalojado al efectuar la excavación equilibra el peso combinado de la superestructura y la subestructura o bien algo inferior.

La eficiencia de una cimentación mediante cajones depende de la magnitud de las cargas de columna, de la existencia de un estrato de apoyo al que se puedan transmitir las cargas y de las condiciones del suelo y del agua.

Los cajones pueden ser:

a) parcialmente compensados

b) compensados

c) sobrecompensados.

Son parcialmente compensados cuando el peso total de la estructura es mayor que el peso del suelo desalojado, es compensado cuando el peso total de la estructura coincide con el peso del suelo desalojado y es sobrecompensado cuando el peso del suelo desalojado es mayor al peso total de la estructura.

Los cajones se excavan a mano, por medios mecánicos o por alguna combinación de ambos métodos.

Cuando las condiciones de los suelos son favorables, las cimentaciones de cajones suelen resultar económicas. Si un cajón puede soportar una carga pesada de columna, se eliminan las zapatas grandes o los remates de pilotes. Los trabajos con cajones evitan las vibraciones y se pueden efectuar en tres turnos, sin causar el ruido del hincado de pilotes, y se evitan el levantamiento y los movimientos laterales del suelo.

Teóricamente un edificio de peso considerable puede apoyarse sobre un basamento cimentado en un suelo muy blando y altamente compresible sin que este tenga asentamiento alguno. Sin embargo, en la práctica, es raramente posible equilibrar las cargas de modo que sobre el suelo no aparezca ninguna presión adicional.

En muchos casos la intensidad o distribución de la sobrecarga no puede predecirse con exactitud. Otro factor causante del asentamiento de una cimentación flotante es la reconsolidación del suelo, que ha experimentado un engrosamiento, como consecuencia de la eliminación de la presión de sobrecarga al realizar la excavación para la subestructura. Todos los tipos de suelo experimentan un hinchamiento elástico de pequeña magnitud a medida que se elimina la presión de sobrecarga. En suelos arcillosos existe, además un

hinchamiento a largo plazo que esta en estrecha relación con el movimiento elástico. El hinchamiento, bien sea elástico o de movimientos retardados, debe ir seguido de una reconsolidación cuando la carga vuelve a actuar sobre el suelo, una vez que la superestructura este construida.

A fin de economizar en la profundidad de construcción de los cimientos es conveniente permitir que actúe sobre el suelo una cierta carga neta adicional además de la carga estática de la estructura y de las cargas estáticas Accidentales.

La intensidad admisible de la presión de esta carga adicional esta determinada por los asentamientos máximos totales y diferenciales que pueden tolerar la estructura.

Donde:

W_e .-Es el peso total de la estructura incluyendo el cajón de cimentación.

W_s .- Es el peso del suelo desalojado. $W_s = \gamma H$

W_n .- Es la presión neta ejercida por la cimentación. $W_n = W_e - W_s$

H .- Es la profundidad de desplante de la cimentación.

γ .- Es el peso volumétrico del material.

Si: $W_e > W_s$ es parcialmente compensada.

Si: $W_e = W_s$ es compensado.

Si: $W_e < W_s$ es sobrecompensado.

Para el cálculo de los cajones las paredes exteriores deben estar calculadas para resistir el empuje de las tierras a la profundidad a alcanzar.

En el caso de los cajones de concreto armado, las armaduras deben preverse no solamente para resistir el empuje de las tierras sobre las paredes, sino enlazar perfectamente todas las paredes.

Durante la construcción, el cajón puede no descansar sobre el conjunto de su contorno, sino sobre algunos puntos duros cuya posición es imposible de prever a priori. En general se admitirá que puede descansar como una viga sobre sus dos extremos o en voladizo con apoyo en el centro.

Como consecuencia del rozamiento lateral, el cajón puede además acuñarse a un nivel cualquiera. Las armaduras verticales deben pues ser tales que puedan absorber los esfuerzos de tracción correspondientes al peso de la parte inferior del cajón que puede encontrarse "colgado".

En la construcción del cajón, una vez en posición hay que hundirlo en el suelo hasta alcanzar una cota fijada para la cimentación de la obra. Esta cota se ha determinado mediante sondeos previos. Para que se realice la construcción es necesario:

“Extraer un volumen de tierra igual al menos al volumen a construir del cajón”.

En la práctica siempre se extrae un volumen superior por arrastre bajo las cuchillas del suelo vecino removido por la construcción.

En ciertos suelos arenosos saturados de agua, deben de tomarse precauciones como el uso de bombeo.

Para que el cajón descienda es necesario, que la relación de su peso P a su superficie lateral S , sea superior al rozamiento F ejercido por el terreno sobre esta superficie lateral: $P/S > F$.

Teniendo en cuenta los huecos constituidos por los pozos a través de los que se efectúa la extracción de materiales, el peso específico aparente del cajón es un poco elevado.

Cuando se hinca bajo el agua, las paredes están sometidas al empuje de Arquímedes, por lo que puede convenir durante la hinca aumentar la relación P/S por aplicación de sobrecargas móviles.

Una cimentación compensada, es aquella que se diseña de tal manera que:

a) Por medio de la profundidad de excavación, la presión total existente en el fondo de esta, se substituye en parte o íntegramente por la carga unitaria que se aplica debido al peso de la construcción, reduciéndose en esta forma los hundimientos y obteniendo más capacidad de carga en el subsuelo.

b) Los hundimientos totales y diferenciales admisibles sean compatibles con la rigidez de la superestructura del edificio que lo colocara sobre dicha cimentación y que no se dañen en su estabilidad las obras colindantes.

Una cimentación compensada, generalmente requiere una estructura de cimentación cubriendo la totalidad de la superficie y colocada en una excavación profunda.

Por lo tanto, es necesario el entendimiento claro de todos los problemas que estén en conexión con la estabilidad y deformaciones que ocurren en excavaciones profundas y por la reaplicación de la carga en depósitos de arcilla de alta compresibilidad y expansión.

CIMENTACIÓN MIXTA

Como su nombre lo indica, una cimentación mixta es la solución que emplea simultáneamente diferentes tipos de pilotes o bien, una cimentación superficial y pilotes.

En nuestro medio, lo más común es la de cajón apoyado sobre pilotes trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, el cajón hueco permite compensar parcialmente las cargas generadas por la edificación aprovechando el alivio que significa la remoción parcial del subsuelo efectuado para alojar dicho cajón. El excedente de cargas, el integrado por el peso total de la edificación más cajón y habiendo reducido el peso total del suelo removido; se suele soportar por una batería de pilotes, trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, se reduce el mínimo de pilotes ya que de no tenerse esta compensación la batería tendría que soportar la totalidad del peso de la edificación.

Esta compensación resulta efectiva solo en el caso de pilotes de fricción convencionales o en su variedad telescópico, entrelazado, etc.

Si se emplean pilotes apoyados por punta, aun existiendo cajón hueco, no se puede aprovechar el alivio de las cargas, ya que al estar apoyados y uno tener la libertad de desplazamiento vertical, tiene que resistir el peso total de la estructura y de su cajón de cimentación.

Las cimentaciones mixtas basándose en cajón y pilotes es usualmente empleada en subsuelos como el que configuran la zona de Lago del Valle de México, ya que se elimina el problema de emersión relativa del edificio, con respecto al nivel de la superficie del terreno circundante a él. Sin embargo, esta solución de cimentación tiene ciertos limitantes, como son las dificultades de excavaciones profundas en suelos blandos, principalmente cuando existen aguas freáticas someras y hay construcciones colindantes cimentadas superficialmente.

Además se debe tener cuidado de que no haya excentricidad entre los centros de gravedad de cargas y el de reacción del conjunto cajón y pilotes; ya que sino tiene esta axialidad, pueden generarse asentamientos diferenciales.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 50 m, que presentan un esfuerzo de preconsolidación variable entre 2 y 3 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 10 y 50 m de profundidad, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco.

De concreto reforzado, que compense parcialmente el peso del edificio constituido por muros de contención, contrarabes y losa de contacto plana, con área en planta igual a la cubierta por el edificio, desplantado a 2 m de profundidad, respecto al nivel de banqueta.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que el edificio a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón, y el centro de cargas de la estructura.

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

5.1 ACCIONES

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima se supuso de 1.5 ton/m² para la planta baja y de 1.0

ton/m² para cada una de las plantas tipo, sin excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, considerando que los elementos estructurales que constituirán el edificio son aligerados, en donde esto es factible.

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, considerada de 1.3 ton/m² tendrá un valor de 2,300 ton. Esta carga se afectó por un factor de carga de 1.4 y se consideró en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 2,200 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 2,190 ton-m. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 2,000 tons. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

5.2 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo

efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso, a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a 2 ton/m², es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

El peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 5.0 ton/m², considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación, de las cuales tendrán que compensarse 3 ton/m². Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 3.0 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m³, la profundidad de desplante necesaria para compensar 3 ton/m², resulta de 2.0 m

5.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_R$$

donde:

Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

5.3.1. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla con suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R F_R = (C N_c F_R + P_v) A_l$$

donde:

$R F_R$: capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m².

C : cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m².

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m²

N_c: coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

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

en la cual:

D_f: profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B: ancho del cajón de cimentación, en m.

L: largo del cajón de cimentación, en m.

A_l: área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m².

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 1.5 ton/m² y un peso volumétrico del suelo de 1.5 ton/m³, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 9.9 ton/m².

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$Q F_c = 3,220 \text{ ton} < R F_R = 3,952 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado limite de falla en condiciones estáticas.

5.4. ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

donde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a $W_c = r D_f$

F_R : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A_R: área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2 e) \times L$$

siendo:

B: ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L: largo de la losa de fondo del cajón de cimentación

e: excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_T}$$

donde:

W_T: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s. Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_T (C_s / Q)$$

siendo

H_T: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.4

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q1: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

donde:

C: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c: coeficiente de capacidad de carga

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0. $a_o = 0.4 \times 981/3 = 130.50 \text{cm/seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

d: ancho del área reducido de la losa

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

γ : peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

c: cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$Wt F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b}{F_R C g} \right)$$

$$1,220 \text{ ton} < 1,804 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.5.- ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

5.5.1.- EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D , está dada por:

$$H_0 = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

donde:

q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B : ancho del área descargada, en m.

F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D : espesor del estrato considerado, en m.

L : longitud del área descargada

E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u : relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{01} (E_1, u_1) + (H_{02} (E_2, u_2) - H_{01} (E_2, u_2)) + \dots + (H_{0n} (E_n, u_n) - H_{0n-1} (E_n, u_n))$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
2.00 - 6.00	650	0.5
6.00 - 11.00	550	0.5
11.00 - 40.00	500	0.5
40.00 - 50.00	1000	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 6.9 cm y en la esquina de 2.0 cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

5.5.2. ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 2.0 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

Dado que los asentamientos que sufrirá la estructura se deberán a la deformación de los depósitos arcillosos por el incremento de esfuerzo transmitido al subsuelo, resulta de particular importancia la existencia de la capa de arena

compacta que se encuentra entre 11 y 13 m de profundidad, ya que debido a su gran rigidez funcionará como una losa de repartición, de tal manera que la magnitud de los esfuerzos que llegan a ella, del orden de 1.45 ton/m², por el efecto de repartición, bajo ella se reducirán a 1 ton/m². Lo anterior fue considerado en los análisis que a continuación se describen.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidas al incremento de presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados se presentan en el listado de computadora del anexo 1, y en la figura 40, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

5.6.-EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

+ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 41 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

5.7 FALLA DE FONDO.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F' C < C N_c F_R$$

donde:

Pv: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m².

Fc: Factor de carga adimensional e igual a 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 2.0 ton/m²

F'c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c: cohesión del material que subyace a la excavación

Nc: coeficiente de capacidad de carga

FR: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 2.0 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$6.2 \text{ ton/m}^2 < 6.83 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

5.8 ESTABILIDAD DE TALUDES

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad ¹

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

¹ Jambu, N. "stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters" Prentice Hall, Harvard University Cambridge, Mass, Harvard series No. 46 (1959).

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c FR$$

donde:

F_c : factor de carga, igual a 1.4

γ : peso volumétrico del material

H : altura máxima de la excavación

q : sobrecarga igual a 2.0 ton/m²

U_q : factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q / \gamma H$, igual a 0.83.

N_o : número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 5.1.

c : cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 1.9 ton/m².

FR : factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes 0.5:1.0 (horizontal : vertical) se tiene:

$$6.2 \text{ ton/m}^2 < 6.43 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes 0.5:1.0 (horizontal : vertical).

6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

a) La excavación se podrá realizar en una sola etapa en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante, de 2.0 m a partir del nivel de banqueta.

b) La excavación se realizara dejando una berma con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.5 : 1 (horizontal : vertical), en la colindancia con las estructuras vecinas, en los lados de la excavación que no colindarán con estructuras se dejará una banqueta de 0.5 m, como se muestra en la figura 42.

c) La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.6 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.3 m arriba del nivel de máxima excavación, este ultimo tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

d) Dado que la barda colindante con el lado oriente no tiene una cimentación adecuada, ni dalas, ni castillos, será necesario retirarla previamente al inicio de la excavación.

e) La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al termino de la excavación.

f) Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación en la zona central se procederá a la terminación de la excavación en los lados no colindantes con construcciones vecinas, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 3 m de ancho, en los tramos primero excavados se colocará un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor que se aplicará sobre una malla de alambre electrosoldada de 6 X 6/10 - 10 sujeta al talud mediante varillas de 3/8" de diámetro y 0.6 m de longitud, hincadas en el talud con una distribución de 1.0 X 1.0 m. Posteriormente y con la mayor celeridad posible se construirá la losa de cimentación y el muro lateral del cajón de cimentación, en los lados ya excavados hasta las colindancias.

g) En el lado colindante con la estructura vecina se retirará el talud en tramos alternados de 2.5 m de ancho, en tres etapas como se indica en la figura 43, recibiendo, la cimentación de la estructura vecina, con un murete de 0.2 m de espesor, como se indica en la figura 44, una vez construido el murete que recibe la cimentación se troquelará contra la losa de cimentación ya construida como se indica en la figura 44, una vez retirado el tramo de talud perimetral de la primera etapa se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se debe terminar de inmediato la losa de cimentación y los muros de colindancia.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio de bodegas textiles, que se proyecta construir en el predio ubicado en General Francisco Arce No. 73, Colonia Juan Escutia, Iztapalapa, D.F., se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración de los materiales del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

El procedimiento constructivo para la cimentación recomendada será de tal manera que la excavación se realizará en una sola etapa en toda el área cubierta por el cajón de cimentación hasta la profundidad desplante 2.0 m a partir del nivel de banqueta. 1.0 m de ancho y taludes de 0.5 : 1 (horizontal :vertical). Donde exista colindancia con estructuras vecinas y donde no se dejará una banqueta de 0.5 m.

Se recomienda también retirar la barda colindante con el lado oriente y que la excavación no permanezca abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación.

Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación en la zona central se procederá a terminar la excavación en los lados no colindantes con construcciones vecinas, lo que se hará retirando los taludes en tramos alternado de 3 m de ancho, inmediatamente se construirá la losa de cimentación y el muro lateral del cajón de cimentación, en los lados ya excavados hasta las colindancias.

En el lado colindante con la estructura vecina se retirará el talud en tramos alternados de 2.5 m. ancho, en tres etapas. Se construirá un murete de 0.2 m de espesor que reciba la cimentación de la estructura vecina y se troquelará contra la losa de cimentación ya construida retirando el talud perimetral, de la primera etapa se procede con los restantes. Posteriormente se termina la losa de cimentación y los muros de colindancia.

Se realizó un sondeo de tipo mixto a 18 m de profundidad, denominado SM-1. Este sondeo se realizó combinando el muestreo Inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

En general se nota una marcada tendencia a usar el sondeo de Penetración Estándar (Extracción de muestras alteradas y determinación del número de golpes) complementándose el registro de tipo de suelo mediante identificación de campo, la determinación de contenido de agua y, en ciertos casos, Límites de Atterberg. Es comprensible que este método sea el más empleado por la facilidad de su realización, la sencillez del equipo requerido y la rapidez de ejecución.

Pero debe advertirse que sus alcances son limitados por las siguientes razones: Los materiales muestreados están fuertemente alterados; las fronteras entre estratos quedan mal definidas; es fácil perder una capa intercalada entre otras capas duras; la presencia de gravas causa taponamiento del muestreador y consecuentemente el desplazamiento del suelo hacia el exterior distorsionando el registro de golpes.

Por otra parte con base en el número de golpes, el contenido de agua y límites de consistencia se interfieren valores de propiedades mecánicas como la resistencia al corte, compacidad relativa y compresibilidad.

En conclusión este método de exploración es aceptable siempre y cuando se combine con un muestreo inalterado como el muestreador shelby para establecer debidamente la secuencia estratigráficas y evaluar debidamente las Propiedades Mecánicas de los diferentes suelos muestreados.

Además para la investigación de los depósitos superficiales del subsuelo se construyó mediante la excavación un pozo a cielo abierto a 2.5 m de profundidad,

también se inspeccionaron las paredes del pozo para determinar sus características estratigráficas mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

El pozo a cielo abierto sirve como medio para reconocer los estratos más superficiales (hasta 2.5 m de profundidad). Para obtener muestras inalteradas, para detectar si existen rellenos y conocer su espesor y además obtener información de las características de las cimentaciones colindantes.

Para poder determinar el comportamiento del subsuelo se hizo una breve descripción del comportamiento de este en el área urbana del Valle de México. Hay que tomar en cuenta que los estudios a los que se hacen referencia fueron realizados en la década de los Setenta y a la fecha se han seguido explotando los mantos acuíferos de la Ciudad de México por lo que la consolidación del subsuelo debido al abatimiento de los mantos es mucho mayor.

Es bien sabido que en la zona de Lago existen suelos altamente compresibles y con baja resistencia al esfuerzo cortante, aunado con el poco espesor o ausencia de la formación Superficial y la Capa Dura debido a esto las condiciones del subsuelos son más desfavorables que en las otras zonas de la Ciudad de México.

Para la determinación de la profundidad de desplante del Cajón de Cimentación se limitó la presión neta transmitida al subsuelo a 2 ton/m^2 para que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el Cajón de Cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

De esta manera se prevé que bajo estas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales

Se estableció que el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado será un cajón de concreto armado, desplantado a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta con área en planta igual a la cubierta por el edificio(400 m²).

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizaran mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

BIBLIOGRAFÍA

- EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO, Simposio del 10 de Marzo de 1978, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., México 1978.
- MECÁNICA DE SUELOS. TOMO II. TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS, Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Editorial LIMUSA, Decimoséptima Reimpresión de la Segunda Edición, México 1999.
- PRIMER CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, México D.F. del 7 al 12 de Septiembre de 1959
- GEOTECNIA Y CIMENTOS II. MECÁNICA DEL SUELO Y DE LAS ROCAS, J.A. Jiménez Salas y J.L. de Justo Alpañes, Segunda Edición, Editorial Rueda, Madrid, España , 1981.
- TRATADO DE PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN. CIMENTACIONES Y TUNELES., Paul Galabru, Editorial Revertè, S.A. Barcelona; España; 1965.
- MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, Carlos Crespo Villalaz. Ed. Limusa 4ta. Edición México, D.F. 1993.
- MECÁNICA DE SUELOS INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS, COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, COLECCIÓN BREVARIOS DEL AGUA, SERIE EDUCATIVA INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA 1990.

ANEXO

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS**PUNTO 1**

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Pu (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.972	0.01432
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.741	0.00813
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.579	0.00363
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.495	0.00253
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.442	0.00163
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.405	0.00111
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.383	0.00069
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.351	0.00163
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.325	0.00017
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.302	0.00133
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.274	0.00066
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.255	0.00052
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.243	0.00031
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.218	0.00131
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.191	0.00047
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.182	0.00006
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.177	0.00014

0.03865**RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS****PUNTO 2**

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Pu (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.983	0.01437
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.823	0.00904
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.677	0.00429
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.585	0.00297
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.521	0.00192
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.476	0.00130
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.448	0.00081
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.406	0.00189
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.373	0.00019
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.344	0.00152
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.308	0.00074
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.860	0.00058
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.271	0.00034
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.239	0.00145
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.208	0.00051
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.197	0.00006
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.191	0.00014

0.04214

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS**PUNTO 3**

No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.984	0.01439
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.838	0.00919
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.704	0.00446
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.615	0.00312
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.549	0.00202
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.503	0.00137
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.472	0.00085
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.428	0.00199
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.393	0.00020
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.362	0.00159
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.323	0.00077
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.298	0.00061
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.282	0.00035
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.248	0.00150
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.215	0.00053
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.203	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.197	0.00016

0.04317**RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS****PUNTO 4**

No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.983	0.01437
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.823	0.00904
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.677	0.00429
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.585	0.00297
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.521	0.00192
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.476	0.00130
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.448	0.00081
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.406	0.00189
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.373	0.00019
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.344	0.00152
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.308	0.00074
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.860	0.00058
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.271	0.00034
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.239	0.00145
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.208	0.00051
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.197	0.00006
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.191	0.00016

0.04214

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS**PUNTO 5**

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	E_o (AD)	P_o (Ton/m ²)	P_c (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.80	0.996	0.01454
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.917	0.01002
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.792	0.00499
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.692	0.00350
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.615	0.00226
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.559	0.00152
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.524	0.00094
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.472	0.00218
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.430	0.00022
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.393	0.00173
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.348	0.00083
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.320	0.00065
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.302	0.00038
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.264	0.00159
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.226	0.00056
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.213	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.207	0.00017

0.04615**RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS****PUNTO 6**

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	E_o (AD)	P_o (Ton/m ²)	P_c (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.80	0.997	0.01456
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.935	0.01020
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.824	0.00518
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.727	0.00367
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.649	0.00238
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.591	0.00161
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.553	0.00100
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.497	0.00230
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.452	0.00023
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.413	0.00181
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.365	0.00087
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.334	0.00068
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.314	0.00040
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.274	0.00165
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.234	0.00058
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.220	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.214	0.00017

0.04736

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS**PUNTO 7**

TRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.984	0.01439
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.838	0.00919
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.704	0.00446
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.615	0.00312
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.549	0.00202
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.503	0.00137
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.472	0.00085
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.428	0.00199
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.393	0.00020
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.362	0.00159
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.323	0.00077
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.298	0.00061
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.282	0.00035
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.248	0.00150
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.215	0.00053
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.203	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.197	0.00016

0.04317**RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS****PUNTO 8**

TRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.997	0.01456
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.935	0.01020
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.824	0.00518
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.727	0.00367
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.649	0.00238
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.591	0.00161
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.553	0.00100
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.497	0.00230
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.452	0.00023
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.413	0.00181
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.365	0.00087
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.334	0.00068
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.314	0.00040
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.274	0.00165
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.234	0.00058
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.220	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.214	0.00017

0.04736

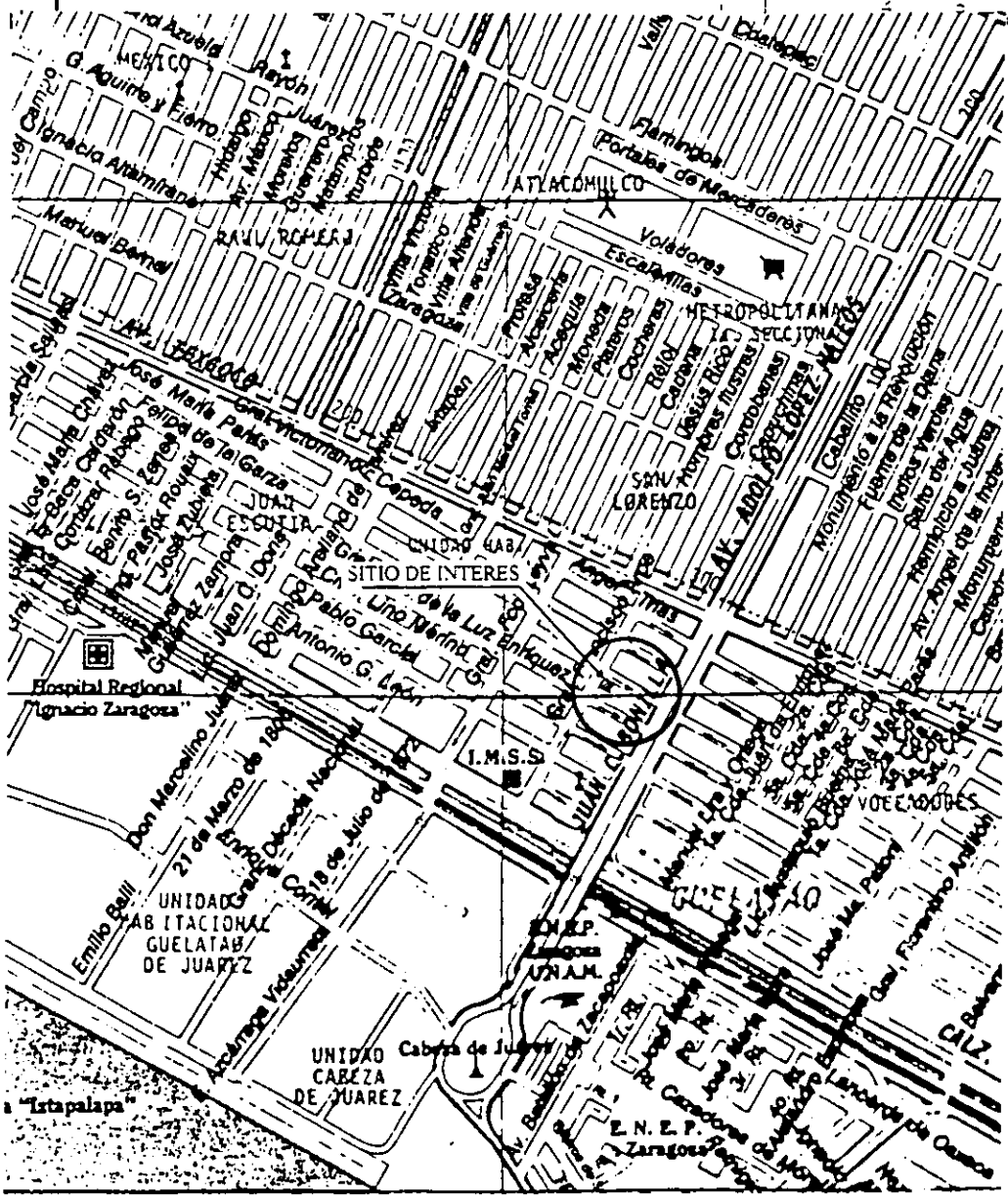
RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS**PUNTO 9**

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E_o	P_o	P_c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(m)
1	2.00	4.56	7.00	9.60	0.998	0.01457
2	6.00	3.00	7.90	9.00	0.953	0.01038
3	9.50	6.12	8.90	9.80	0.857	0.00539
4	12.20	7.35	9.30	10.10	0.764	0.00385
5	14.45	3.92	9.80	10.90	0.685	0.00251
6	16.25	5.88	10.50	11.40	0.624	0.00170
7	17.50	7.35	11.00	11.90	0.584	0.00105
8	19.50	4.90	11.70	12.60	0.525	0.00242
9	21.30	1.47	12.30	13.20	0.476	0.00024
10	23.05	7.10	12.90	13.90	0.434	0.00190
11	25.50	3.68	13.80	14.80	0.382	0.00091
12	27.25	7.60	14.70	15.70	0.349	0.00071
13	28.50	5.15	15.00	16.00	0.328	0.00041
14	31.40	7.35	16.00	17.10	0.285	0.00172
15	34.90	6.13	17.30	18.30	0.242	0.00060
16	36.30	1.23	17.80	18.90	0.227	0.00007
17	37.00	4.90	18.00	19.10	0.221	0.00018

0.04861

ANEXOS

II



CROQUIS DE LOCALIZACION

OIRA Nº 9807
FRANCISCO ARCE Nº 73

G R A L F R A N C I S C O A R C E

ESTRUCTURA COLINDANTE DE DOS NIVELES

PCA - 1

ESTRUCTURA EXISTENTE
DE UN NIVEL



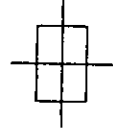
SM - 1

BALDIO

BARDA
COLINDANTE

GRAL. FELIPE DE LA GARZA

NOMENCLATURA
SM - 1 SONDEO MIXTO



PCA - 1 POZOA CIELO ABIERTO

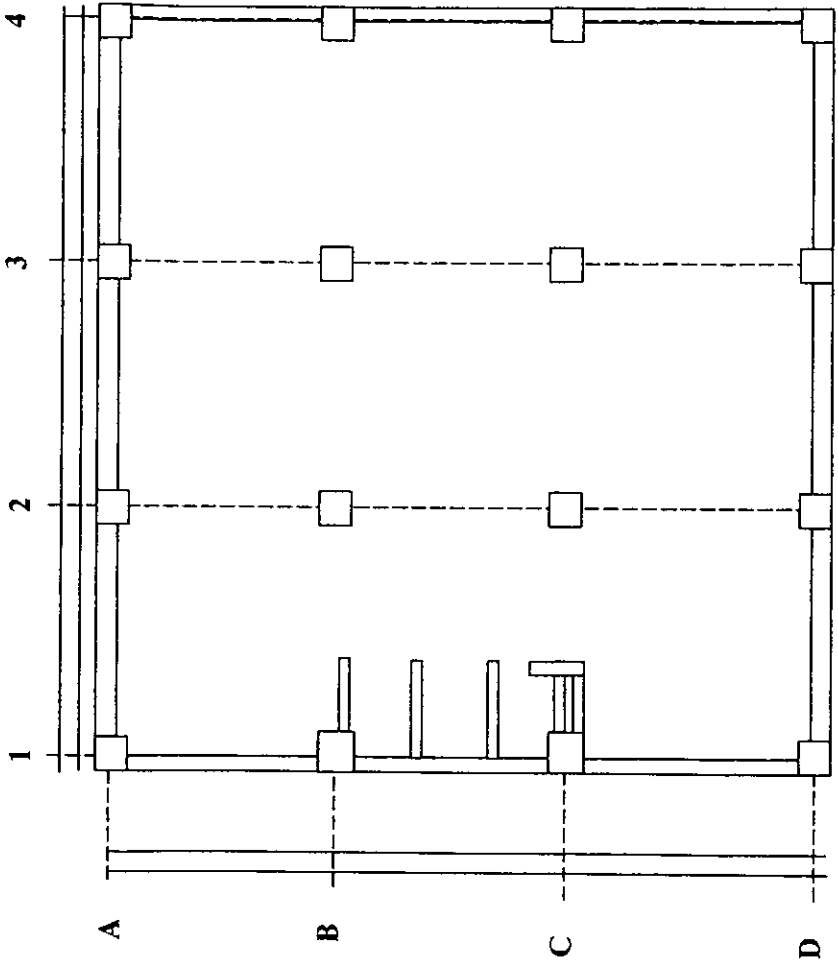
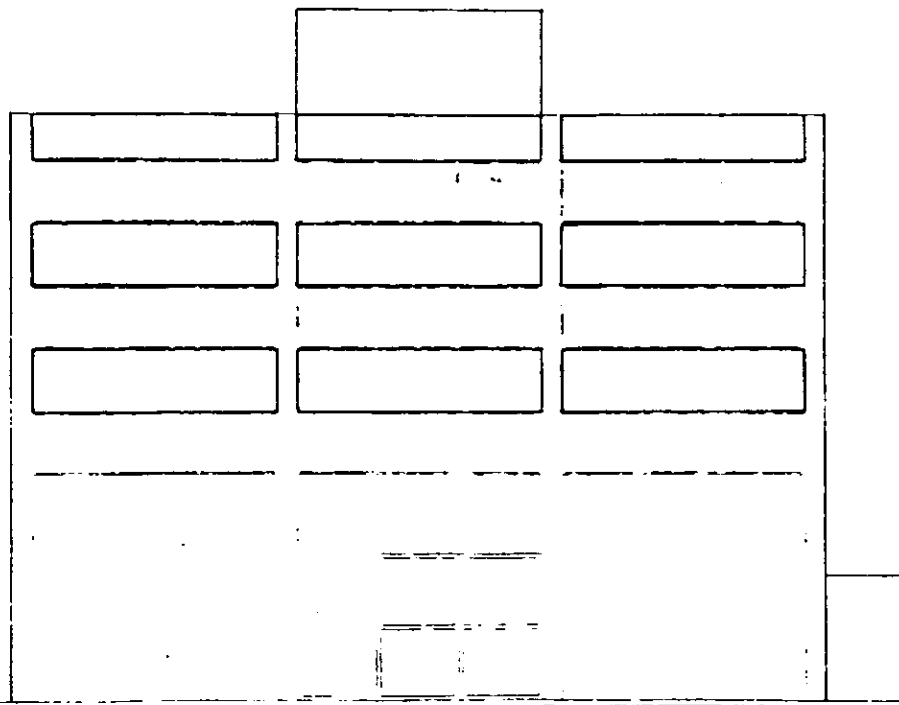
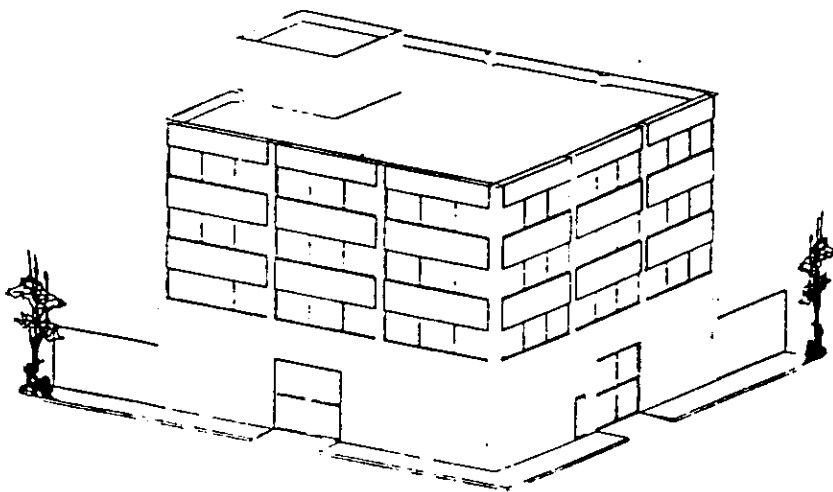


FIGURA NO. 3 SEMBRADO DE COLUMNAS EN PLANTA BAJA

OBRA No 9807
GRAL FRANCISCO ARCE No 73



FACHADA POR CALLE FRANCISCO ARCE

CORTE VERTICAL ESQUEMÁTICO

OBRA :	COL. JUAN ESCUTIA	COORDENADAS :	X	Y	Z
LOCALIZACION :	FELIPE DE LA GARZA ESQ. FRANCISCO ARCE	FECHA DE INICIO	25/02/98		
POZO No	1	FECHA DE TERMINACION	26/02/98		
TIPO DE SONDEO	MIXTO				
PERFORADORA	LONG YEAR 34		BOMBA MYNO 3L6		

MUESTRA No	PROFUNDIDAD m			RECUPERACION			PENETRACION STAND			TIPO DE HERRAMIENTA	ADEME AVANCE DIARIO	PRESION	CLASIFICACION DE CAMPO Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	C R % (DEERE)	PESO MARTILLO 54 kg						
							ALTURA DE CAIDA 75cm						
							No DE GOLPES EN						
							15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO		Kg/cm	
1	0.00	0.60	0.60	0.30			6	19	8	TP			LIMO CON ALGUNAS GRAVILLAS CAFÉ GRISACEO
2	0.60	1.20	0.60	0.06			3	7	7	TP			ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISABEO
3	1.20	1.80	0.60	0.20				1/45	PH	TP			ARCILLA PLASTICA GRIS P 1 5cm GRIS OSCURO
4	1.80	2.40	0.60	0.20			PH	PH	PH	TP			ARCILLA CAFÉ POCO OSCURA
5	2.40	3.00	0.60	0.35			25/p h	2/20	1/15	TP			ARCILLA GRIS CON POCA ARENA FINA Y MAT. ORG. OLOROSA
6	3.00	3.60	0.60	0.46			1	2	2	TP			ARCILLA GRIS OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
7	3.60	4.20	0.60	0.46			2	4	3	TP			ARCILLA CON POCA ARENA FINA GRIS OSCURO Y MAT. ORG.
8	4.20	4.80	0.60	0.27			3	10	5	TP			ARCILLA GRIS OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
9	4.80	5.40	0.60	0.37			1/80			TP			ARCILLA GRIS OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
10	5.40	5.80	0.40	0.40			T sh	T sh	T sh	T sh	Presion		ARCILLA GRIS OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
11	5.80	6.40	0.60	0.40			1/60			TP			ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
12	6.40	7.00	0.60	0.30			PH	PH	PH	TP			ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
13	7.00	7.60	0.60	0.29			PH	PH	PH	TP			ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
14	7.60	8.20	0.60	0.24			PH	PH	PH	TP			ARCILLA CAFÉ GRISABEO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
15	8.20	8.80	0.60	0.33			PH	PH	PH	TP			ARCILLA GRIS, POCO OSCURA CON MATERIA ORG. OLOROSA
16	8.80	9.40	0.60	0.23			PH	PH	PH	TP			ARCILLA GRIS, POCO OSCURA CON MATERIA ORG. OLOROSA
17	9.40	10.00	0.60	0.18			PH	PH	PH	TP			ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
18	10.00	10.60	0.60	0.28			PH	PH	PH	TP			ARCILLA CAFÉ CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
19	10.60	11.20	0.60	0.60			PH	28	36	TP			26 cm ARCILLA CAFÉ VERDOSO P 1 32 cm ARENA FINA, OSCURA
20	11.20	11.80	0.60	0.37			16	41	14	TP			ARENA FINA GRIS OSCURO
21	11.80	12.40	0.60	0.51			8	37	23	TP			ARENA FINA GRIS OSCURO

* P.H. : PESO DE LA HERRAMIENTA

P.M. PESO DEL MARTINETE

Nivel Freatico (m) : 1.54 Turno de : _____ a : _____ Hrs. Profund. Del Proyecto : _____

Observaciones Generales _____ Profundidad real : _____

_____ Operador : _____

Ademe (m) _____ Supervisor : _____

_____ Fecha : _____

FIGURA 5

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA :	FRANCISCO ARCE	FECHA :	02 DE MARZO DE 1998
SONDEO :	SM-1	OPERADOR :	JAVIER ESPEJO

Muestra No.	Profundidad m.	Tara No.	Tara gr.	W _{h+t} gr.	W _{s+t} gr.	w %	TORC kg/cm ³	CLASIFICACION
2	0.60 1.20	102	22.04	72.24	55.68	49.23	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA	
3	1.20 1.80	63	22.31	107.67	71.83	72.37	ARCILLA CAFE GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
4	1.80 2.40	205	21.41	63.38	34.38	223.59	ARCILLA CAFE ROJIZO CON FOSILES Y MATERIALES	
5	2.40 3.00	51	26.58	87.27	58.37	90.91	ARCILLA CAFE GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
6	3.00 3.60	89	20.70	94.40	59.37	90.59	ARCILLA CAFE GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
7	3.60 4.20	124	28.95	103.24	72.60	70.19	ARCILLA GRIS CON ESCASA ARENA FINA	
8	4.20 4.80	120	22.48	107.92	72.50	70.81	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA	
9	4.80 5.40	142	22.86	94.97	46.96	198.46	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA	
10-1	5.40 5.60	415	17.14	87.67	48.21	127.00	LIMO POCO ARCILLOSO CON OLOR A MATERIA ORGANICA GRIS OSCURO.	
10-2	5.60 5.80	49	18.88	80.48	38.79	209.39	LIMO ARCILLOSO CON OLOR A MATERIA ORGANICA GRIS VERDOSO	
11	5.80 6.40	190	19.70	90.10	44.48	188.37	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO	
12	6.40 7.00	83	22.10	81.78	47.78	132.58	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO	
13	7.00 7.60	10	11.87	68.39	25.88	303.43	ARCILLA CAFE VERDOSO	
14	7.60 8.20	160	18.88	69.51	28.88	332.49	ARCILLA CAFE VERDOSO	
15	8.20 8.80	108	17.28	75.00	29.85	358.92	ARCILLA GRIS VERDOSO CON MANCHAS GRIS OSCURO.	

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA : FRANCISCO ARCE FECHA : 02 DE MARZO DE 1998
 SONDEO : SM-1 OPERA: JAVIER ESPEJO

Muestra No	Profundidad in U UU	Tara	tara	W _h +t	W _s +t	w	TORC. kg/cm ³	CLASIFICACION
		No.	gr	gr	gr	%		
16	9.40	156	16.62	64.93	30.54	247.05		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	9.40							
17	10.00	181	22.97	61.68	32.22	318.49		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	10.00							
18	1.60	189	22.89	75.38	35.41	319.25		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	10.60							
19	11.20	61	22.92	102.60	85.31	27.71		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO.
	11.20							
20	11.80	188	24.61	97.50	83.35	24.09		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO.
	11.80							
21	12.40	88	18.13	120.50	97.76	28.56		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO.
	12.40							
22	12.82	37	20.07	94.10	80.20	213.12		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO. LIMO GRIS OBSCURO CON Poca ARENA FINA
	13.00							
23	13.60	152	22.30	65.22	35.07	236.10		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	13.90							
24-1	14.10	40	17.08	84.93	37.79	227.62		ARCILLA POCO LIMOSA CON VETAS DE ARENA FINA CAFE ROJIZO
	14.10							
24-2	14.30	405	16.60	72.40	31.53	273.74		ARCILLA POCO LIMOSA CAFE VERDOSO
	14.30							
24-3	14.50	396	18.02	82.08	35.53	265.85		ARCILLA POCO LIMOSA CAFE ROJIZO
	14.50							
25	15.10	43	20.47	89.93	37.79	301.04		ARCILLA CAFE VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	15.70							
26	16.30	185	22.96	66.21	32.74	342.23		ARCILLA CAFE ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA
	16.30							
27	16.90	85	22.78	95.28	47.83	189.42		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	16.90							
28	17.50	190	16.88	71.45	31.36	276.86		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
	17.60							
29-1	17.80	188	17.20	103.53	48.97	171.73		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO
	17.80							

102

FIGURA 8

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA FIGURA NO. 1

PROCEDENCIA: _____ COL. JUAN ESCUTIA _____

SONDEO NO: SM-1 MUESTRA: 10-2 PROF.: 5.80-5.82 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: _____ ARCILLA GRIS OSCURO _____

LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	N° DE TARA	W ₁ %	W _s %	W _L	W %
49	386	17.00	13.15	10.20	130.51
33	362	17.96	14.64	12.23	137.76
18	320	18.30	14.46	11.87	148.26
7	372	18.09	14.40	12.02	155.04

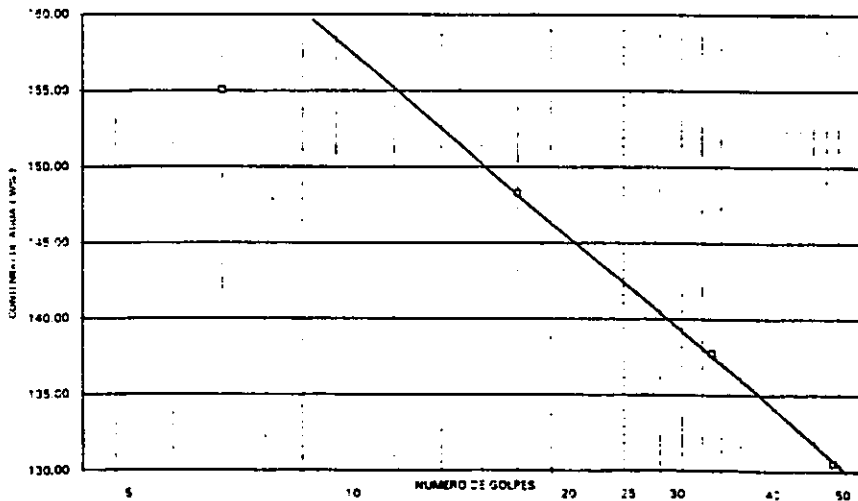
LIMITE PLASTICO

	25	13.15	12.08	9.62	13.50
	27	13.36	12.24	9.81	46.09

CONTRACCION LINEAL

	barra no.	lect. Inic.	lect. Final	C.L. (%)

	EL	LP	LE	S.U.C.S.
	142.5	44.75	97.75	CH
	142.5	44.75	97.75	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA FIGURA NO.12

PROCEDENCIA: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO NO: SM-1 MUESTRA: 24-2 PROF.: 14.10-14.32 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFE OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	N° DE TARA	W _h +T	W _s +t	W _l	W %
48	332	17.16	13.25	12.10	332.48
30	402	20.56	14.78	13.07	338.01
21	420	19.90	14.42	12.86	351.28
8	354	18.05	12.90	11.59	393.13

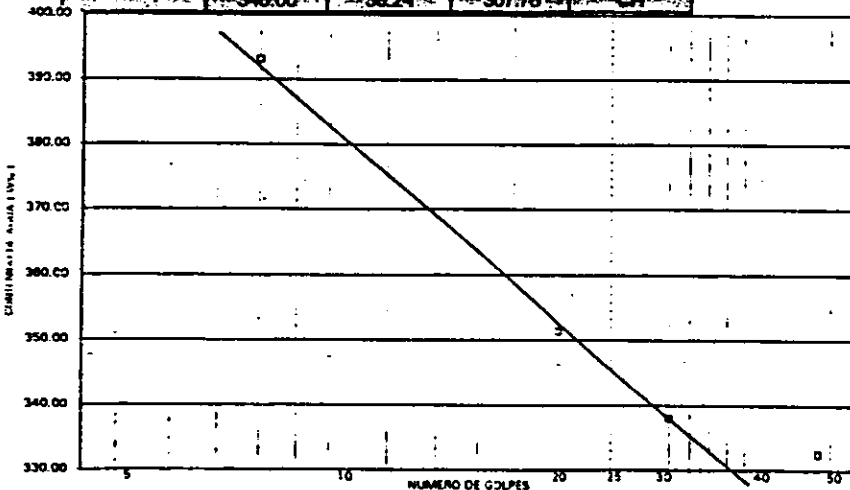
LIMITE PLASTICO

	16	12.57	11.75	9.70	40.00
	22	13.02	12.21	9.99	36.49

CONTRACCION LINEAL

barra no.	lect. inic.	lect. Final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S.
346.00	38.24	307.76	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA FIGURA NO.13

PROCEDENCIA: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO NO: _____ MUESTRA: CUBICA PROF.: 1.90-2.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: _____ ARCILLA CON POCO LIMO GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	N° DE TARA	W _{H+T}	W _{s+t}	W _t	W %
42	397	17.84	12.95	9.95	163.00
26	357	17.31	13.84	11.96	171.81
15	324	17.05	13.34	11.30	181.86
6	396	18.29	13.99	11.72	189.43

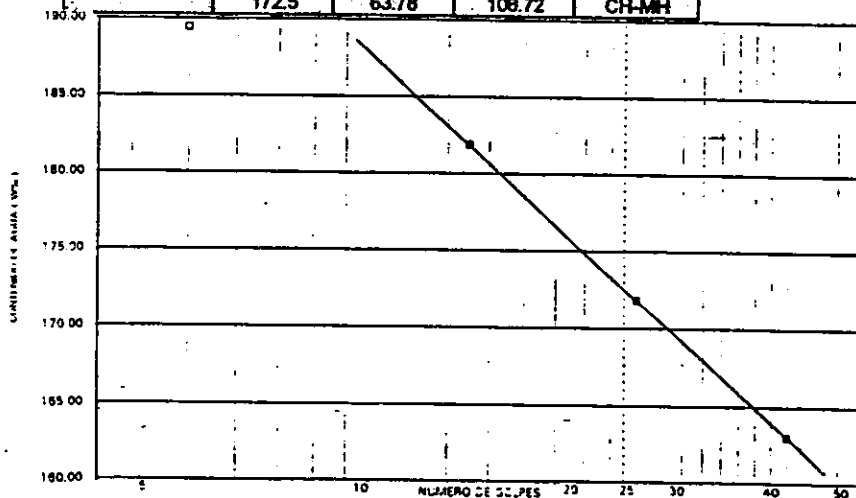
LIMITE PLASTICO

	13	12.83	11.57	9.61	64.29
	12	13.15	11.91	9.95	63.27

CONTRACCION LINEAL

barra no.	lect. Inic.	lect. Final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S.
172.5	63.78	108.72	CH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA FIGURA NO.14

PROCEDENCIA: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO NO: SM-1 MUESTRA: 29-2 PROF.: 17.80-18.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO CAFÉ VERDOSO

LIMITE LIQUIDO

Nº DE GOLPES	Nº DE TARA	W _{H+T}	W _{s+t}	W _t	W%
46	318	17.94	14.31	12.00	157.14
33	301	17.60	13.68	11.26	161.98
22	322	19.30	14.62	11.83	167.74
9	347	16.97	12.57	10.06	175.30

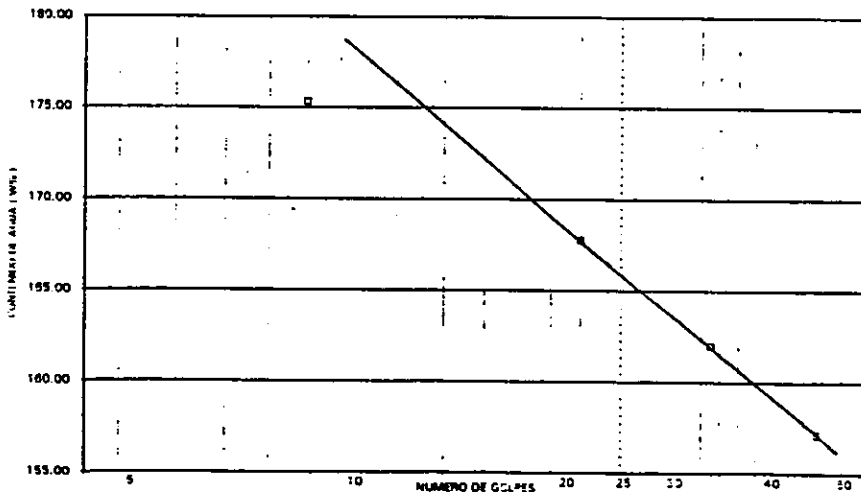
LIMITE PLASTICO

	3	12.69	11.9	9.61	34.50
	21	13.01	12.23	9.76	31.58

CONTRACCION LINEAL

barra no.	lect. Inic.	lect. Final	C.L. (%)

LL	LP	IP	%S.U.C.S.
166	33.04	132.96	CH



PROCEDENCIA: COL. JUAN ESCUTIA
 MONDEO: SM-1

ESTADO DE AVANCE DE OBRAS

PROYECTO	FECHA DE INICIO	FECHA DE TERMINACIÓN	AVANCE (%)	AVANCE (M3)	AVANCE (M3)	AVANCE (M3)	AVANCE (M3)
SM-1							
02	5.60-5.80	38.79	22.17	16.71	22.08	16.62	75.27
42	14.10-14.30	31.53	17.1	1671	14.82	14.43	97.37
92	17.80-18.00	44.89	20.22	17.68	27.21	24.67	90.67
CA-MC		54.08	16.94	16.45	37.61	37.12	98.7

fecha .04-MARZO-98

FIGURA NO. 15

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO:	COL JUAN ESCUTIA		
SONDEO:	SM-1	PROFUND:	11.80-12.40 m.
MUESTRA:	21		

DATOS:

W TARA: 18.13 Gr.
 Ws: 79.63 Gr.

Ws+T 97.76 Gr.

MALLA NO	RETEN. GR	RETEN. %	AV. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
Nº 4"			
10.00			100.00
20.00	2.00	2.51	97.49
40.00	7.04	8.84	88.65
60.00	9.34	11.73	76.92
100.00	16.92	21.25	55.67
200.00	13.48	16.90	38.77
PASA 200	30.87	38.77	0.00
SUMA	79.63	0.00	0.00

GRAVA	0.0%
ARENA	61.2%
FINOS	38.8%
SUMA =	100.0%

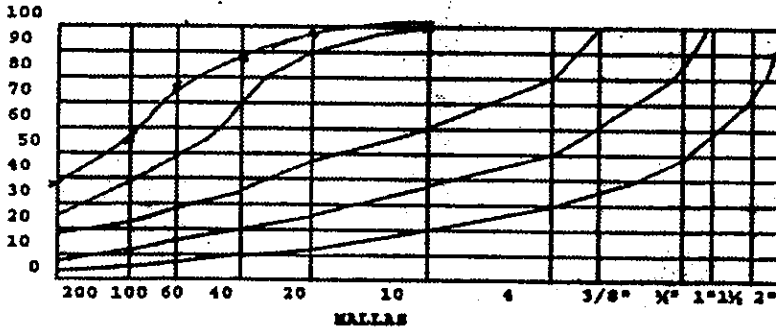


FIGURA No 16

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

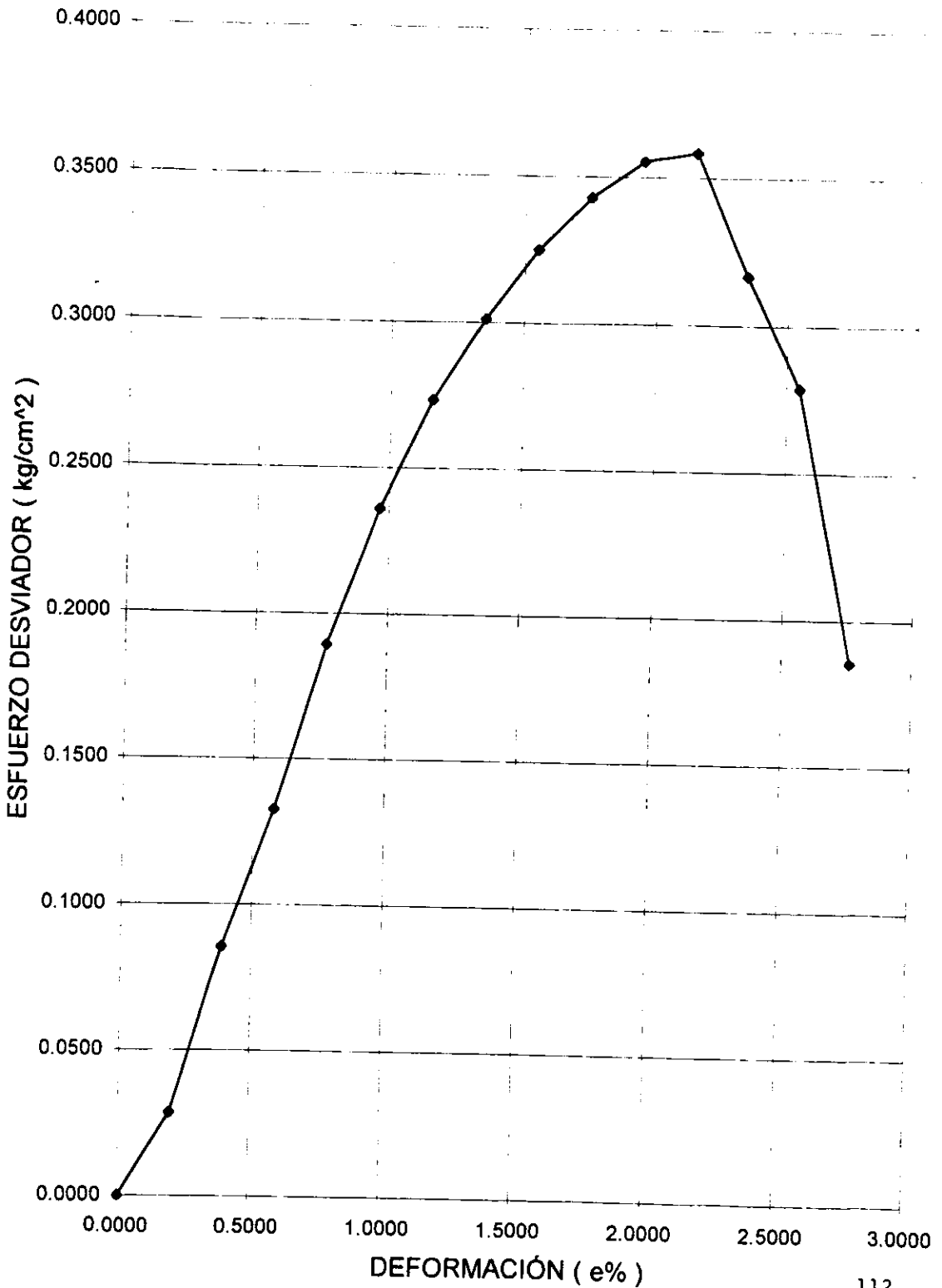
OBRA: COL. JUAN ESCUTIA
 MUESTRA: 10-2
 SONDEO: SM-1

CONS: 0.192
 VEL.: 0.0167
 PROF: 5.60-5.80 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO ARCILLOSO CON OLOR A MATERIA ORGANICA
 GRIS VERDOSO

TIEMPO seg.	DEF Mm	ANILLO unidad	E %	Fsf. Dosv Kg/cm ²	DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN				
					Us=	Dm=	H1=	H2=	
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.61 cm	3.58 cm	8.38 cm	8.38 cm	
10	0.1670	1.5000	0.1953	0.0288		3.55 cm		2.43	
20	0.3330	4.5000	0.3871	0.0855	Ao=	10.066 cm ²	Wt=	65.00 gr.	
30	0.5000	7.0000	0.5801	0.1327	Vo=	84.353 cm ³	Wt+sh	171.60 gr.	
40	0.6670	10.0000	0.7718	0.1893	Wo=	106.67 gr.	Wt+ss	102.07 gr.	
50	0.8340	12.5000	0.9648	0.2361	DATOS FINALES DEL ESPECIMEN				
60	1.0000	14.5000	1.1589	0.2734	ef=	4.529	Si=	100.73% Wt=	187.6
70	1.1670	16.0000	1.3543	0.3011	ei=	4.529	Sf=	100.63% Wf=	187.6
80	1.3340	17.3000	1.5501	0.3249	Pvhi=	1.265 T/m ³			
90	1.5000	18.3000	1.7467	0.3430	Pvhf=	1.264 T/m ³			
100	1.6670	149.0000	1.9439	0.3554					
110	1.8340	19.2000	2.1424	0.3584					
120	2.0000	17.0000	2.3465	0.3167					
130	2.1670	15.0000	2.5502	0.2788					
140	2.3340	10.0000	2.7611	0.1855					

Operador: CARLOS REYES ESPEJO
 Cálculo: IRMA CASTILLO
 Revisó: SR. CARLOS REYES
 Fecha: 03 DE MARZO DE 1998



CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

OBRA: COL. JUAN ESCUTIA
 MUESTRA: 24 - 2
 SONDEO: SM-1

CONS.: 0,192
 VEL.: 0,0167
 PROF.: 14,10-14,30

DESCRIPCION DEL MATERIAL: **ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ VERDOSO**

tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm ²	DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
0	0,000	0,00	0,0000	0,0000	Ds=	3,54 cm	H1=	9,04 cm
10	0,167	3,00	0,1778	0,0568	Dm=	3,59 cm	H2=	9,04 cm
20	0,333	6,00	0,3555	0,1134	Di=	3,64 cm	Ss=	2,47
30	0,500	9,00	0,5333	0,1698	Ao=	10,122 cm ²	Wt=	64,95 gr
40	0,667	12,00	0,7111	0,2260	Vo=	91,506 cm ³	Wt+sh=	177,00 gr
50	0,834	15,00	0,8888	0,2820	Wo=	112,07 gr	Wt+ss=	105,64 gr
					DATOS FINALES DEL ESPECIMEN			
60	1,000	17,20	1,0684	0,3228	ei=	4,555	Si= 95,13%	Wi= 175,4
70	1,167	19,50	1,2477	0,3653	ef=	4,555	Sf= 95,11%	Wf= 175,4
80	1,334	21,60	1,4274	0,4039	Pvhi=	1,225 T/m ³		
90	1,500	23,00	1,6087	0,4292	Pvhf=	1,225 T/m ³		
100	1,667	24,20	1,7905	0,4508				
120	2,000	25,40	2,1566	0,4714				
140	2,334	25,70	2,5248	0,4752				
150	2,667	25,70	2,7092	0,4743				
170	2,834	24,50	3,0806	0,4504				
180	3,001	22,50	3,2695	0,4128				
					Operador:	CARLOS R. ESPEJO		
					Calculó:	IRMA CASTILLO REYES		
					Revisó:	SR. CARLOS REYES		
					Fecha:	03 DE MARZO DE 1998		

FIGURA No. 19

COL. JUAN ESCUTIA
SM-1 M- 2 PROF: 17.80-18.00 m

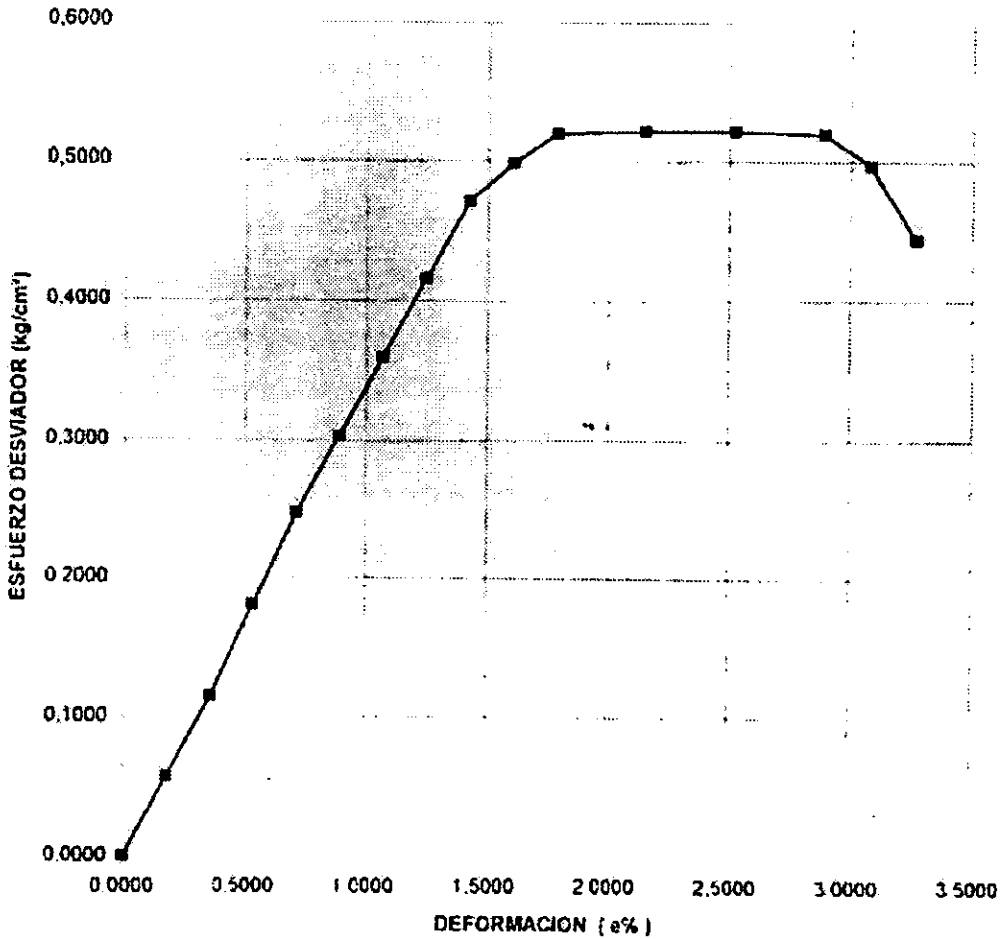


FIGURA 22

**MECANICA DE SUELOS Y PROCEDIMIENTOS GEOTECNICOS
DE CONSTRUCCION**

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCION DEL MATERIAL:

PROYECTO: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO: PCA

FECHA: 05/03/98

MUESTRA: CUBICA

CONSTANTE: 0.192

PROFUND: 1.90-2.10 M.

PRESION: 0.25 KG/CM²

OPERADOR: JUAN SANTOYO

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.57	cm	Wo=	114.13	gr
dm=	3.57	cm	Wt=	65.10	gr
di=	3.59	cm	Wt+sh=	179.20	gr
d prom.=	3.573	cm	Wt+ss=	118.40	gr
hi=	8.62	cm	Ss=	2.31	
h2=	8.62	cm	W(%)=	114.07	
h prom.=	8.62	cm	pvhi=	1.320	ton/m ³
Ao=	10.029	cm ²	pvhf=	1.320	ton/m ³
Vo=	88.446	cm ³	pvs=	0.617	ton/m ³
ei=	2.746		Gi=	95.98	(%)
ef=	2.747		Wi=	114.13	(%)
si=	95.988	(%)	Wf=	114.07	(%)
sf=	95.941	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.0285	0.0000
10	3.50	0.6720	0.1667	10.0453	0.0669
20	6.50	1.2480	0.3334	10.0621	0.1240
30	9.50	1.8240	0.5001	10.0789	0.1810
40	12.50	2.4000	0.6668	10.0958	0.2377
50	14.50	2.7840	0.8335	10.1126	0.2753
60	16.00	3.0720	1.0002	10.1298	0.3033
70	16.80	3.2256	1.1669	10.1469	0.3179
80	17.10	3.2832	1.3336	10.1641	0.3230
90	17.30	3.3216	1.5003	10.1813	0.3262
105	17.80	3.4176	1.7504	10.2072	0.3348
120	17.90	3.4368	2.0004	10.2332	0.3358
140	17.90	3.4368	2.3336	10.2682	0.3347
150	17.80	3.3792	2.5005	10.2857	0.3285
160	16.70	3.2064	2.6672	10.3033	0.3112
170	15.40	2.9568	2.8339	10.3210	0.2865

0.3358

FIGURA NO. 23

**MECANICA DE SUELOS Y PROCEDIMIENTOS GEOTECNICOS
DE CONSTRUCCION**

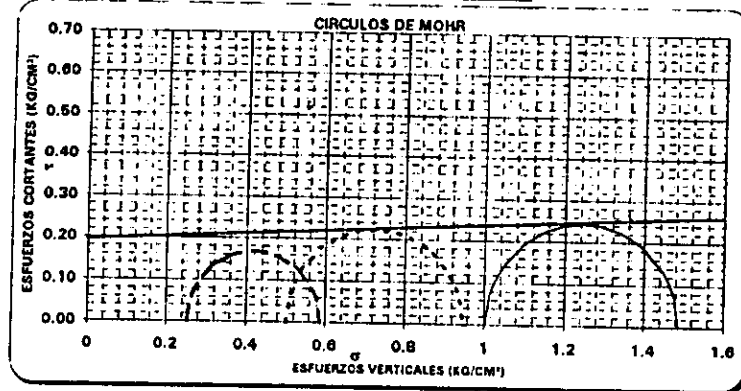
PROYECTO: COL. JUAN ESCUTIA
 SONDEO: PCA
 MUESTRA: CUBICA
 PROFUND: 1.90-2.10 M.

PRESION: 1.00 KG/CM ²					
ds=	3.51 cm	Wo=	106.34 gr		
dm=	3.53 cm	Wt=	67.50 gr		
di=	3.51 cm	Wt+sh=	173.81 gr		
d prom.=	3.523 cm	Wt+ss=	107.30 gr		
h1=	8.62 cm	Ss=	2.31		
h2=	8.62 cm	W(%)=	167.11		
h prom.=	8.62 cm	pvhi=	1.265 ton/m ²		
Ao=	9.750 cm ²	pvhf=	1.265 ton/m ²		
Vo=	84.044 cm ³	pvs=	0.474 ton/m ²		
ei=	3.877	Gi=	99.58 (%)		
ef=	3.878	Wi=	167.19 (%)		
si=	99.590 (%)	Wf=	167.11 (%)		
sf=	99.545 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7496	0.0000
10	5.00	0.9600	0.1667	9.7661	0.0983
20	9.00	1.7280	0.3334	9.7825	0.1766
30	12.50	2.4000	0.5001	9.7988	0.2449
40	16.00	3.0720	0.6668	9.8153	0.3130
50	18.00	3.4560	0.8335	9.8318	0.3515
60	19.50	3.7440	1.0002	9.8483	0.3802
70	20.50	3.9360	1.1669	9.8650	0.3990
80	21.50	4.1280	1.3336	9.8816	0.4177
90	22.50	4.3200	1.5003	9.8983	0.4364
100	23.50	4.5120	1.6670	9.9151	0.4551
120	24.50	4.7040	2.0004	9.9489	0.4726
140	25.00	4.8000	2.3338	9.9626	0.4808
160	25.20	4.8384	2.6672	10.0170	0.4830
180	25.40	4.8768	3.0006	10.0514	0.4852
210	25.50	4.8960	3.5007	10.1035	0.4846
230	25.00	4.8000	3.8341	10.1386	0.4734
240	24.00	4.6080	4.0008	10.1562	0.4537

FIGURA NO. 25

MECANICA DE SUELOS Y PROCEDIMIENTOS GEOTECNICOS
DE CONSTRUCCION

PRUEBA TRIAXIAL UU						DESCRIPCION DEL SUELO	
OBRA: COL. JUAN ESCOBAR							
SONDEO: IV-1							
MUESTRA: C/III-1							
PROF.: 1.90-2.10 m.							
ENSAYO	PRESION	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURA	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
	CONF. (kg/cm ²)					(kg/cm ²)	(ton/m ³)
1	0.25	0.34	1.320	96.0	2.740	Su = 2.31	w _i = 142.40 %
2	0.50	0.45	1.299	100.0	3.374	w _f = 142.39 %	G _w = 98.51 %
3	1.00	0.49	1.265	90.6	3.877	G _{wf} = 98.47 %	PVN = 1.295 ton/m ³
DATOS FINALES							
		af	Gwf	wf	pvhf	PVF = 1.295 ton/m ³	oi = 3.33
1	0.25	2.747	95.041	114.07	1.320	af = 3.33	
2	0.50	3.375	99.933	145.99	1.299		
3	1.00	3.878	99.645	107.11	1.265		



C =	0.19	kg/cm ²
φ =	2.5°	grados
E =		kg/cm ²
μ =	0.45	

FIGURA No. 26

PRUEBA TRIAXIAL (17)

OBRA: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO: PCA

MUESTRA: CUBICA

PROF: 1.90-2.10 m.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACION UNIT.

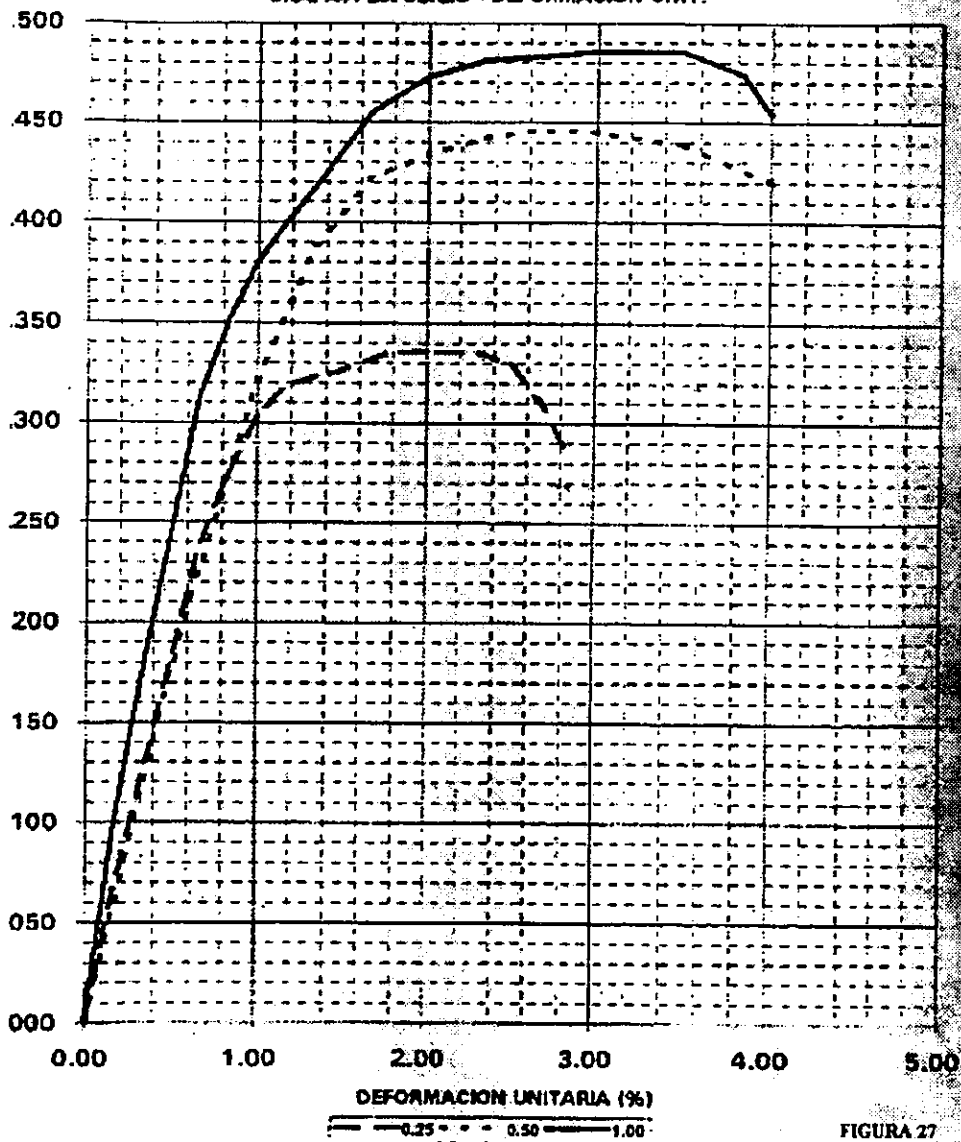


FIGURA 27

CULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

YECTO: COL. JUAN ESCUTIA

DEO: SM-1

STRA:10-2

LO NO. 12

ILLO: 9.096 cm

ILLO: 2.600 cm

ILLO: 51.408 cm²

ILLO: 167.600 gr

DOS INICIALES:

A = 93.46 gr.

ARA = 29.40 gr.

PROF.: 5.60-5.80 m

CONS. NO.: 7

Ss = 2.43

FECHA: 10/12/98

DATOS FINALES:

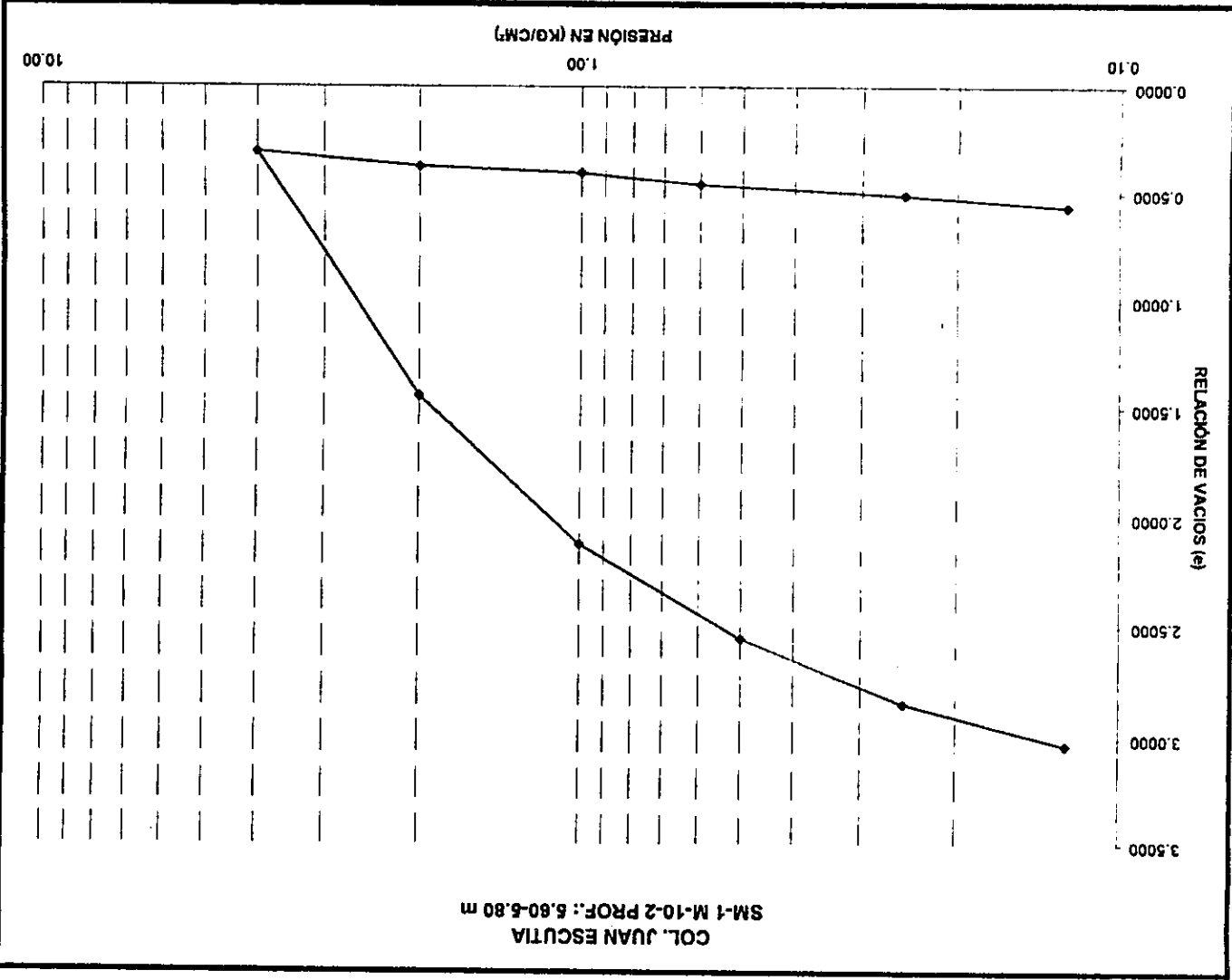
Wh+A+T = 308.49 gr.

Ws+A+T = 265.50 gr.

59.1000 gr	Whi=	136.1500 gr
77.0600 gr	Whf=	112.0900 gr
52.9900 gr	Vi=	102.5058 cm ³
38.3467 cm ³	Vs=	24.3210 cm ³
76.4848 cm ³	Vw=	77.0600 cm ³
1.3244 T/m ³	Pv/f=	2.9231 T/m ³
130.3692%	Si=	98.1846%
89.6616%	Sf=	377.8100%
3.2270	ef=	0.5767

PRESION Kg/cm ²	MICRO. pulg.	Corr.d.A mm	D.Corr.A. pulg.	Def.vol %	e	v/f cm ³
Lect=	14.036					
0.1250	13.860	0.022	0.9042	4.5212	3.0359	38.1577
0.2500	13.600	0.036	1.7932	8.9662	2.8480	33.5880
0.5000	12.760	0.048	3.1445	15.7226	2.5624	36.6420
1.0000	11.905	0.077	5.1918	25.9588	2.1298	30.1186
2.0000	10.624	0.093	8.4176	42.0878	1.4460	39.5371
4.0000	8.461	0.117	13.8125	69.0626	0.3077	31.8054
2.0000	8.646	0.110	13.4956	67.4751	0.3748	33.4375
1.0000	8.665	0.066	13.3426	66.7131	0.4071	34.2209
0.6000	8.820	0.032	13.0962	65.4812	0.4591	35.4873
0.2500	8.935	0.040	12.8499	64.2493	0.5112	36.7538
0.1250	8.048	0.026	12.6009	63.0047	0.5638	38.0333
0.0000	8.099	0.000	12.5400	62.6999	0.5767	38.3467

FIGURA NO. 28



CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: COL. JUAN ESCUTIA

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 24-2

ANILLO NO. 1

D ANILLO: 8.060 cm

H ANILLO: 2.000 cm

A ANILLO: 50.896 cm²

W ANILLO: 166.490 gr

DATOS INICIALES:

Wh+A = 284.45 gr.

W TARA = 16.36 gr.

PROF.: 14.10-14.30 m

CONS. NO.: 1

Ss = 2.47

FECHA: 10/12/98

DATOS FINALES:

Wh+A+T = 256.27 gr.

Ws+A+T = 211.50 gr.

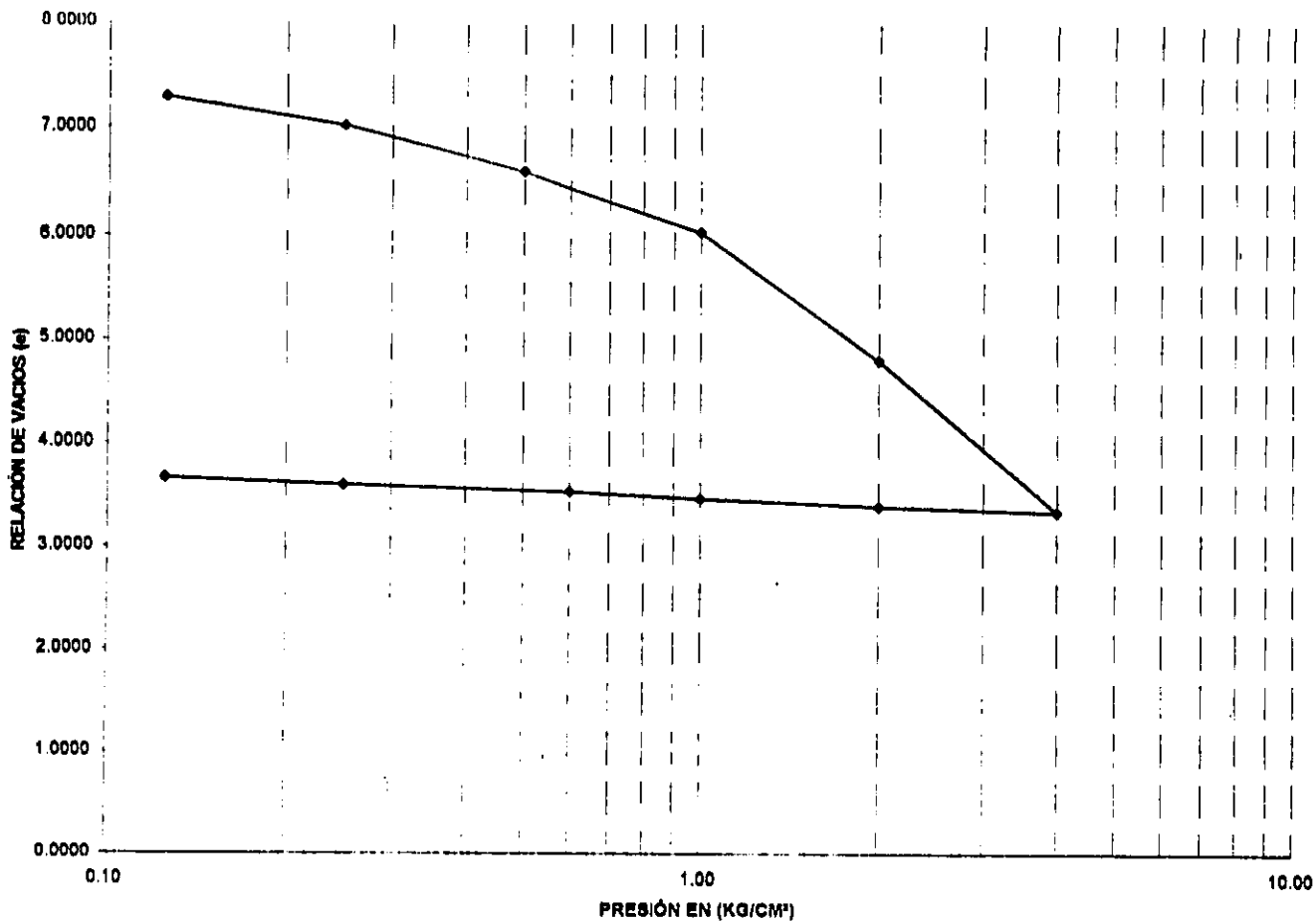
Ws= 29.6500 gr
 Wwi= 89.3100 gr
 Wwf= 44.7700gr
 Vf= 56.7998 gr
 W= 89.7876 cm³
 Pvhi= 1.1687 cm³
 Wi= 301.2142%
 Wf= 150.9949%
 ei= 7.4798

Whi= 116.9600 gr
 Whf= 74.4200 gr
 Vi= 101.7917 cm³
 Vs= 12.0040 cm³
 Vw= 89.3100cm³
 Pvhf= 1.3102 T/m³
 Si= 99.4681%
 Sf= 99.9400%
 ef= 3.7317

PRESION Kg/cm ²	MICRO. pulg.	Corr.d.A mm	D.Corr.A. pulg.	Def.vol %	e	Vf cm ³
Lect=	18.400					
0.1250	17.941	0.015	0.4440	2.2200	7.2915	99.5319
0.2500	17.302	0.026	1.0720	5.3600	7.0253	96.3356
0.5000	16.300	0.043	2.0570	10.2850	6.6076	91.3224
1.0000	14.948	0.064	3.3880	16.9400	6.0433	84.5482
2.0000	11.988	0.094	6.3180	31.5900	4.8010	69.6357
4.0000	8.500	0.198	9.7620	48.8100	3.3408	52.1072
2.0000	8.640	0.118	9.6420	48.2100	3.3917	52.7179
1.0000	8.530	0.091	9.4790	47.3950	3.4606	53.5475
0.6000	9.907	0.069	9.3240	46.6200	3.5265	54.3364
0.2500	9.182	0.055	9.1630	45.8150	3.5948	55.1558
0.1250	9.360	0.044	9.0060	45.0300	3.6613	55.9549
0.0000	9.560	0.000	8.8400	44.2000	3.7317	56.7998

FIGURA NO. 30

COL. JUAN ESCUTIA
SM-1 M-24-2 PROF.: 14.10-14.30 m



ALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: COL. JUAN ESCUTIA

MONDEO: SM-1

MUESTRA: 29-2

ANILLO NO. 11

ANILLO: 9.080 cm

ANILLO: 2.706 cm

ANILLO: 51.276 cm²

ANILLO: 168.820 gr

DATOS INICIALES:

Wh+A = 302.13 gr.

W Tara = 29.38 gr.

PROF.: 17.80-18.00 m

CONS. NO.: 9

Ss = 2.41

FECHA: 10/12/98

DATOS FINALES:

Wh+A+T = 301.40 gr.

Ws+A+T = 253.15 gr.

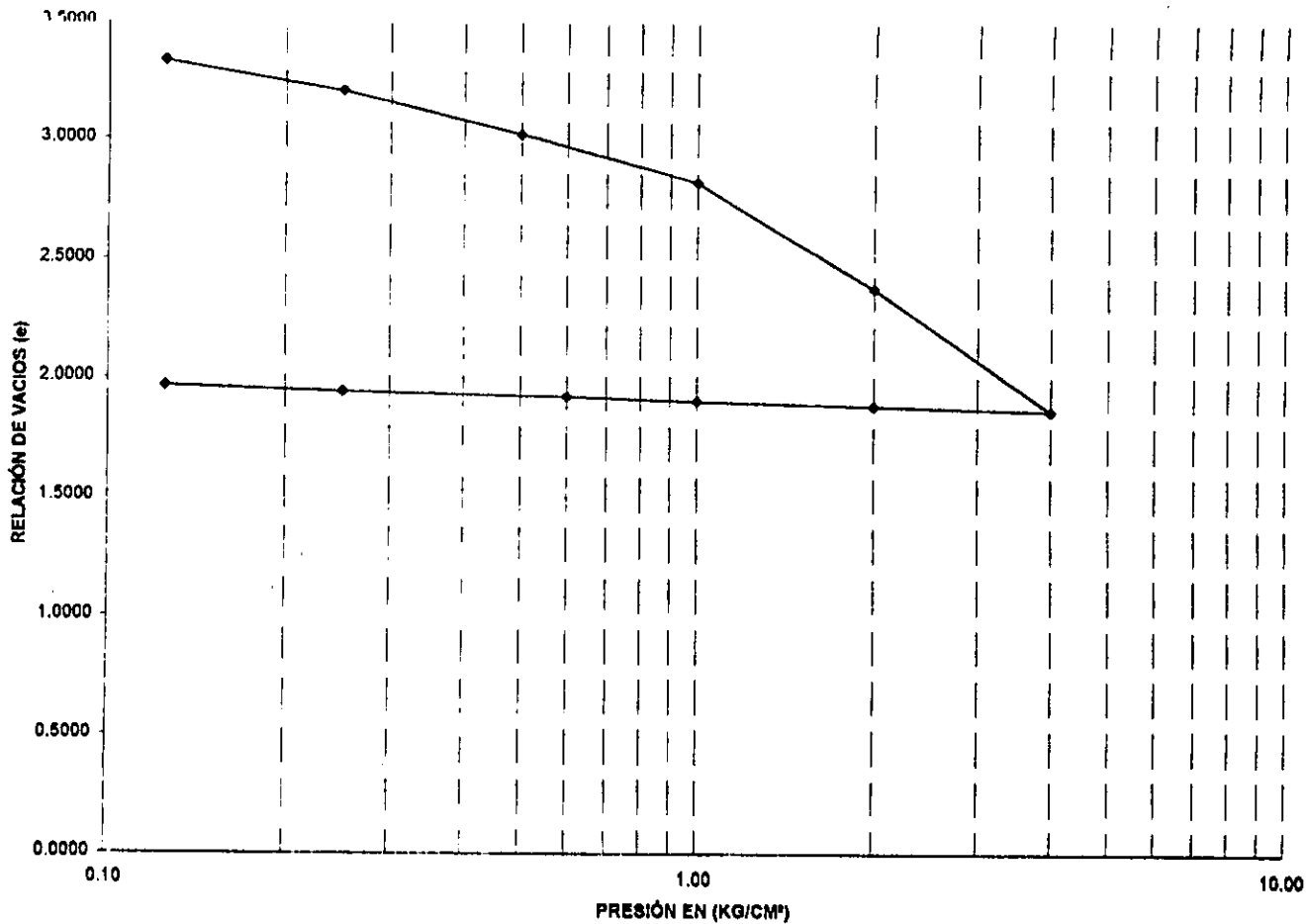
W/s = 55.5400 gr
 Wwi = 78.2600 gr
 Wwf = 48.2500 gr
 Vf = 71.5545 cm³
 Vw = 79.5081 cm³
 Vwhi = 1.3047 T/m³
 Vwi = 140.9075%
 Vwf = 86.8743%
 Vw = 3.4999

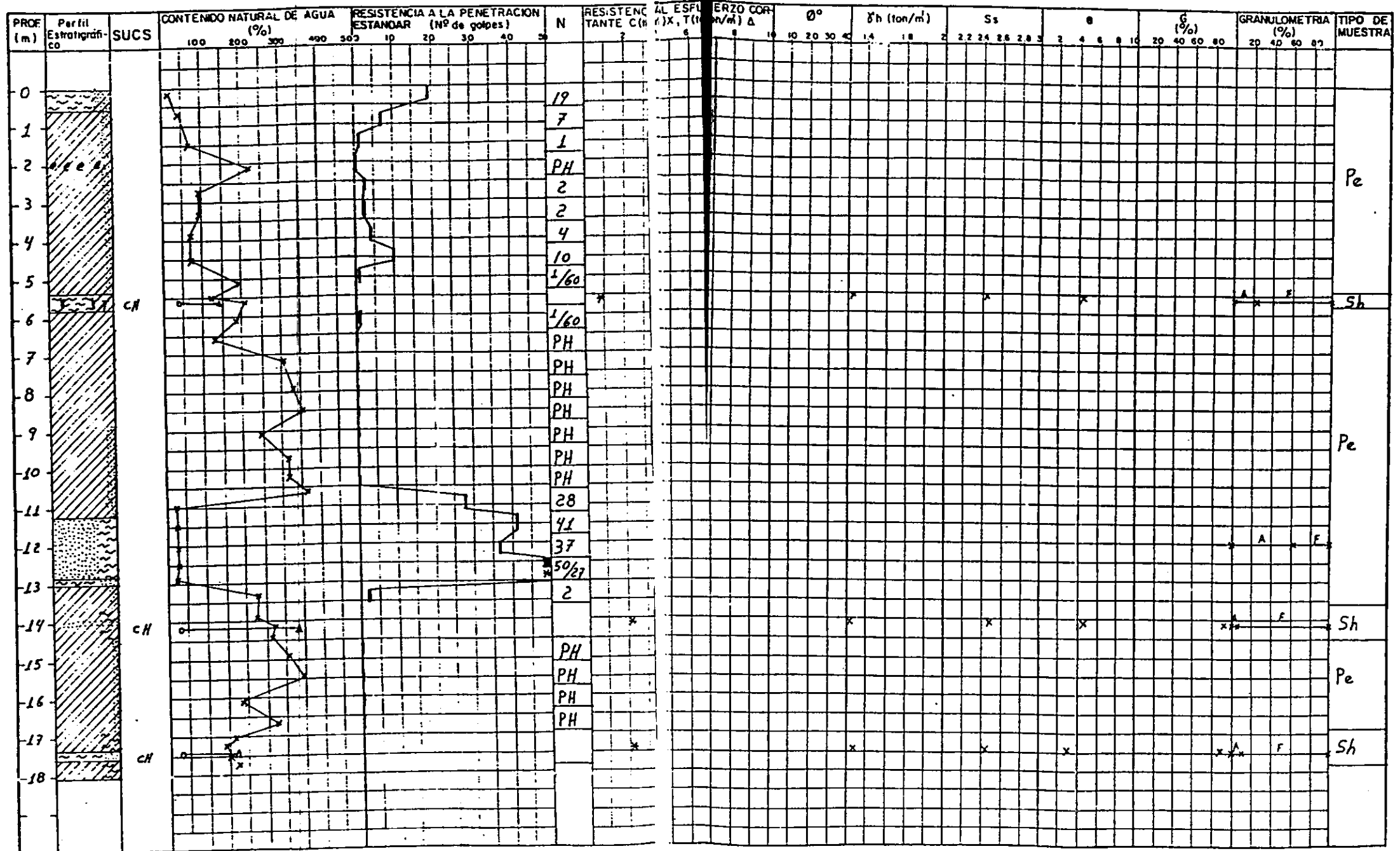
Whi = 133.8000 gr
 Whf = 103.7900 gr
 Vi = 102.5518 cm³
 Vs = 23.0456 cm³
 Vw = 78.2600 cm³
 Pvhf = 1.4505 T/m³
 Si = 98.4327%
 Sf = 99.4700%
 ef = 2.1049%

PRESION Kg/cm ²	MICRO. pulg.	Corr.d.A mm	D.Corr.A. pulg.	Def.vol %	e	Vf cm ³
Lect=	9.570					
0.1250	9.361	0.007	0.5385	2.6924	3.3301	99.7907
0.2500	9.123	0.012	1.1049	5.5245	3.2041	96.8863
0.5000	8.790	0.027	1.9253	9.6266	3.0216	92.6795
1.0000	8.428	0.034	2.8143	14.0716	2.8238	88.1211
2.0000	7.637	0.048	4.7879	23.9395	2.3846	78.0014
4.0000	6.708	0.058	7.1222	35.6108	1.8653	66.0323
2.0000	6.741	0.068	7.0256	35.1282	1.8868	66.5272
1.0000	6.780	0.053	6.9520	34.7599	1.9031	66.9049
0.6000	6.825	0.043	6.8631	34.3154	1.9229	67.3607
0.2500	6.871	0.032	6.7666	33.8328	1.9444	67.8556
0.1250	6.916	0.026	6.6700	33.3502	1.9659	68.3506
0.0000	7.190	0.000	6.0452	30.2260	2.1049	71.5545

FIGURA NO. 32

COL. JUAN ESCUTIA
SM-1 M-29-2 PROF.: 17.80-18.00 m





SIMBOLOGIA:

- Conchales
- Limo
- Med. Arena
- Ballena
- Arenilla
- Grava
- Arena

* Avance de la sonda
 Δ de 50 cm
 N Número de golpes para 30 cm
 No de golpes para 30 cm

C: Cohesión
 T: Torcómetro
 θ: Angulo de fricción interna
 δh: Peso unitario húmedo

Ss: Densidad de sólidos
 e: Relación de vacíos
 G: Grado de saturación
 + Cohesión en kg/cm²

G: Grava
 A: Arena
 F: Finos
 Pe: Penetración estándar
 Sh: Muestreo con tubo Shelby
 D: Muestreo con tubo Denison

e=Retención de vacíos
 W= Contenido de agua, %
 LL=Límite líquido, % G= Graves (%)
 LP=Límite plástico, % A=Arena (%)
 Ip= Índice plástico, %
 Sa=Densidad de sólidos F=Finos (%)
 CL=Contracción Líquida, %
 UU=Prueba triaxial no consolidada - no drenada
 qu= Compresión no confinada (ton/m²)





P= Penetrómetro manual (ton/m²)
 c=Cohesión (ton/m²)
 β=Ángulo de fricción interna (°)
 Sh= Peso volumétrico húmedo, (ton/m³)
 G=Grado de compactación (%)
 CBR= Valor relativo de soporte modificado al 90%
 CRR= Valor relativo de soporte natural
 Id max=Peso volumétrico máximo (ton/m³)
 Wop= Contenido de agua óptimo, %

OBRA No. 6867

LOCALIZACIÓN:
 FRANCISCO ARCE No. 78

TIPO DE SONDEO:

N.A.F. 2.18 m

PROF	DESCRIPCIÓN	PERFIL	CALPO SUCE	W	LL	LP	Ip	Sa	CL	qu	LÍL		Yd máx	Wsp	en	Gr	CBR %	CBR	G	A	F	P	e	
											C	B												
0.	MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO POR RESTOS DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE EMPACADA EN UNA ARCILLA GRIS OSCURO																							
0.5																								
1.0- 1.5	ARCILLA FINA AFINADA, GRIS OSCURO, DE CONSISTENCIA BLANDA																							
2.0	ARCILLA POCO ARENOSA, ROJIZA DE CONSISTENCIA BLANDA		CHAM	132	172	84	108	2.31				1.0	2.8 ^a		1.3				0	1	98		3.33	
2.5	ARCILLA POCO ARENOSA, GRIS OSCURO DE CONSISTENCIA BLANDA																							

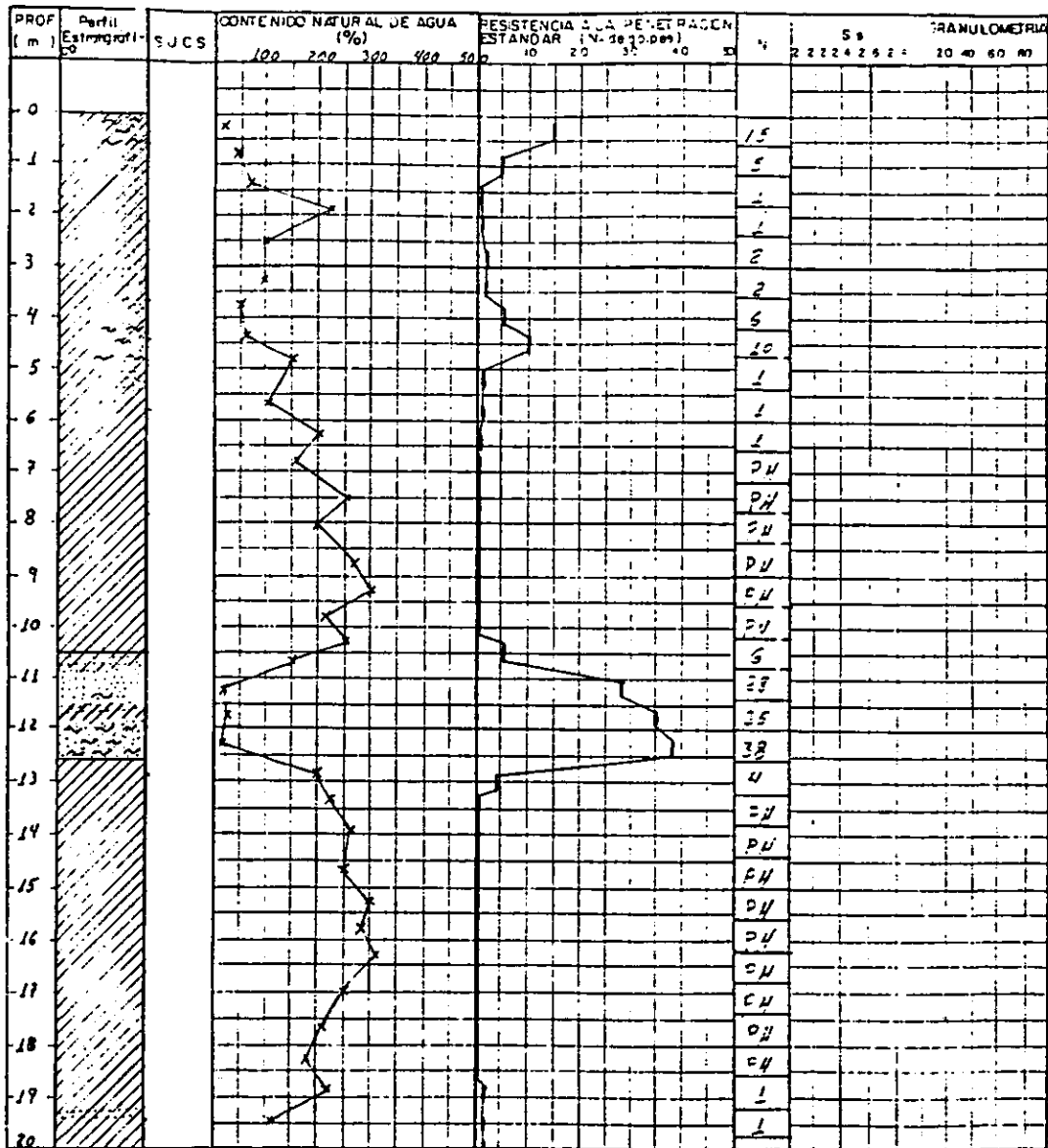
..... RELLENO  ARCILLA  LIMO  ARENIA  ORAYA

FIGURA NO. 36



OBRA No 98C
 LOCALIZACION ALBERTO LARZ Y
AV. TEXCOCO

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE - I
 COTA NA F



SIMBOLOGIA:

▲ Avance con golpe 10
 ■ > de 50 golpes

N = Número de golpes para 30 cm
 No. de golpes/penetración 30cm.

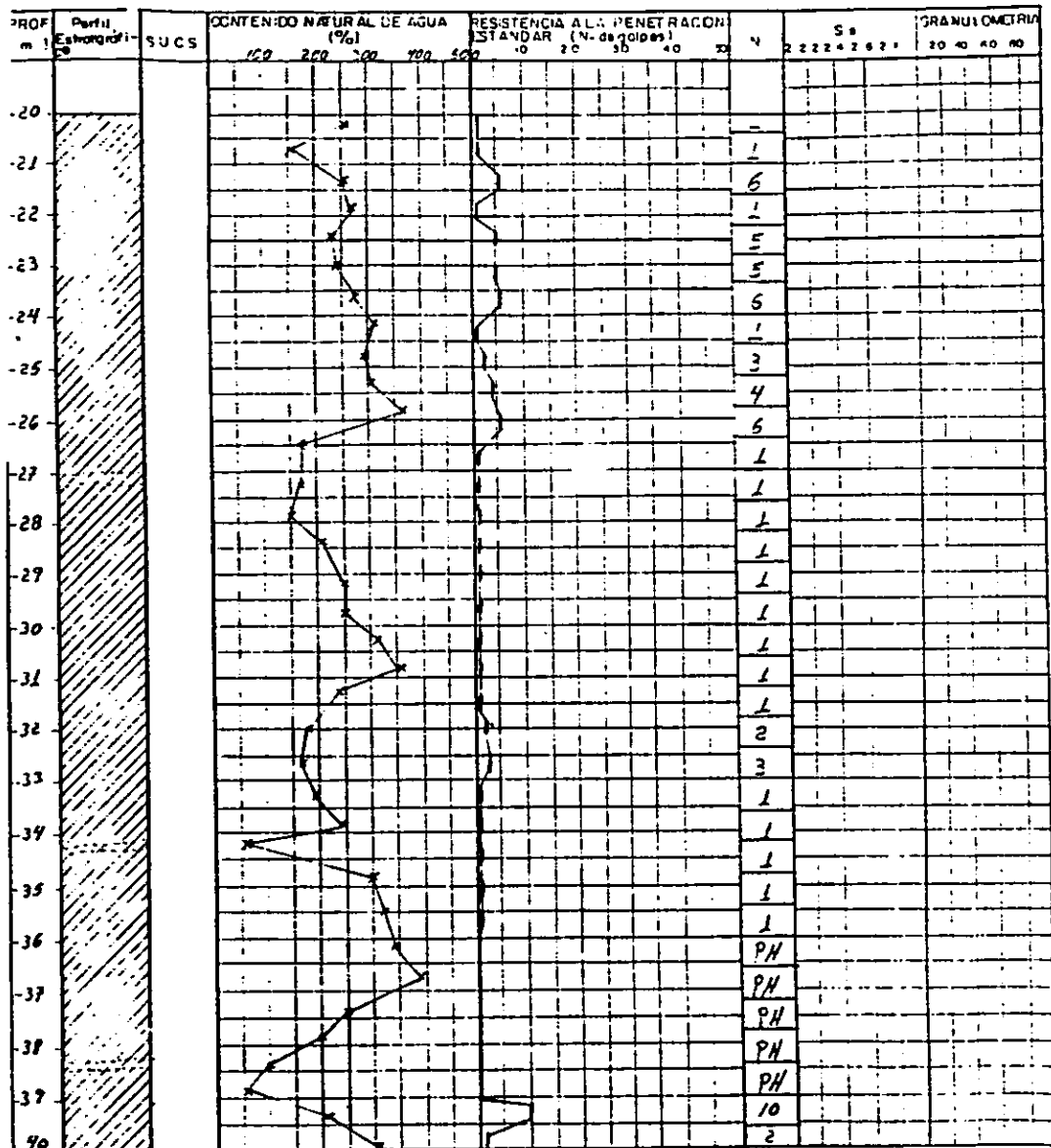
S_u Densidad de sólidos.



G = Grava
 A = Arena
 F = Fines C.T. No. 20



OBRA No 9807
 LOCALIZACION GILBERTO JARA Y
AV. TEXCOCO
 TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE - 1
 COTA N.A.F.



SIMBOLOGIA

▲ Avance con brazo
 ■ de 30 golpes

LP LL

N: Numero de golpes para 30 cm.
 No. de golpes/penetracion aneo.

S: Densidad de sólidos



G = Grava 130

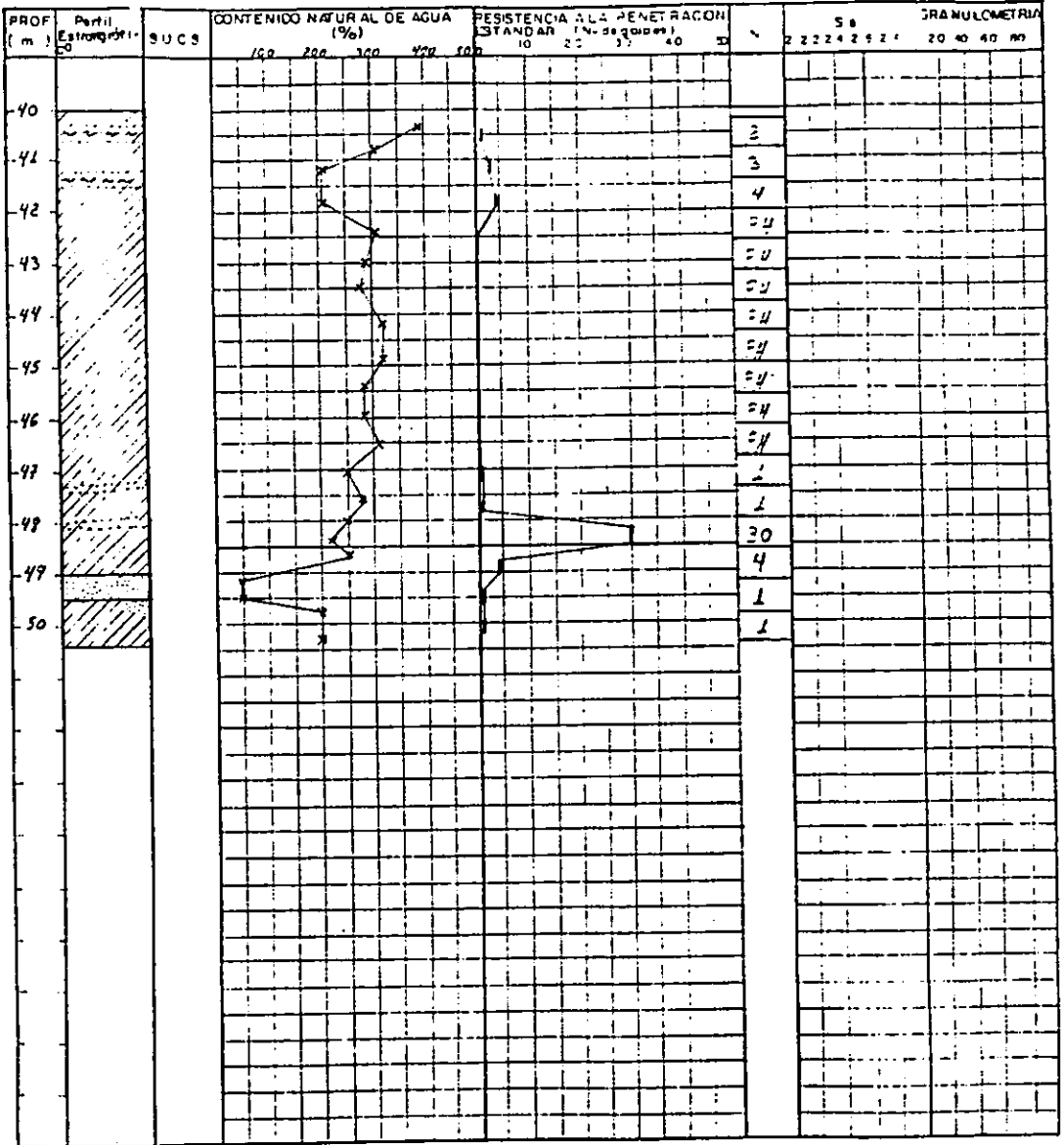
A = Arena

F = Fines

FIG. No 37



CBRA No. 9807
 LOCALIZACION GILBERTO JARA Y
AV. EXCOCO
 TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO, SE - I
 COTA NA F.



SIMBOLOGIA.



Limo



Materia Organica



Rellena



Arcilla



Grava



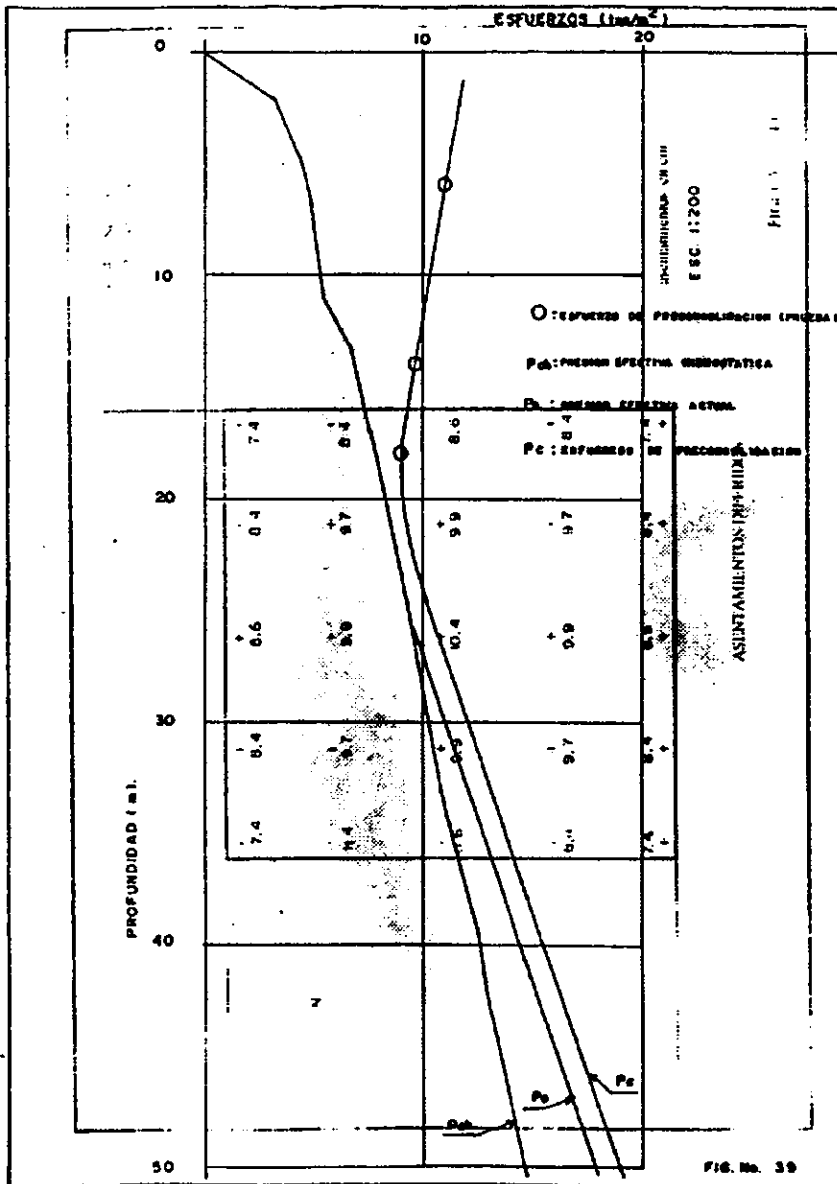
Arena

— Avance con sonda
 — de 50 golpes

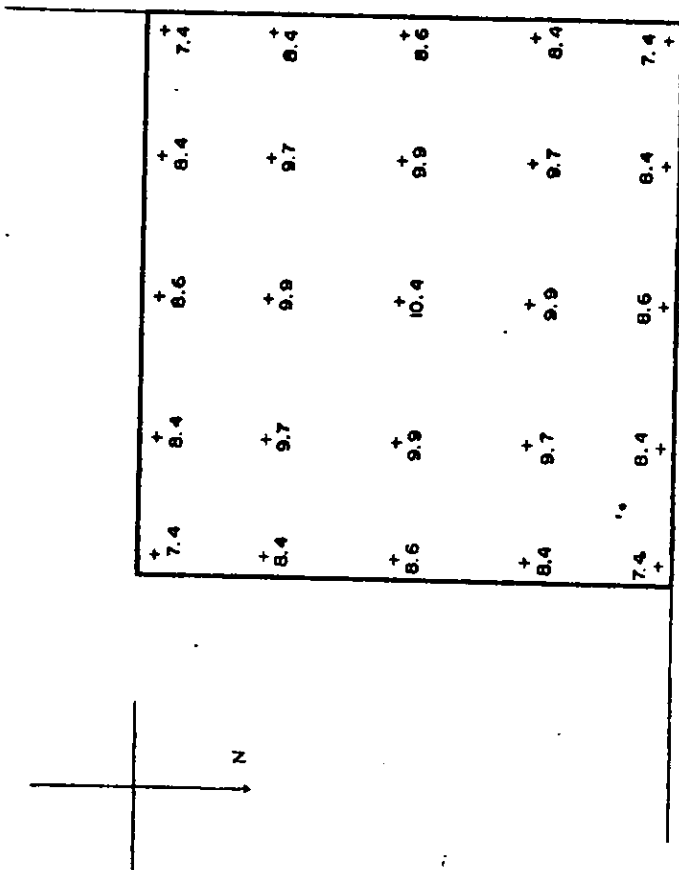
LP — LL

N = Numero de golpes para 30 cm
 No de golpes/penetracion en cm.

S_u = Densidad de sólidos
 G = Grava
 A = Arena
 F = Fines



OBRA No. 98/07
FRANCISCO ARCE No. 71

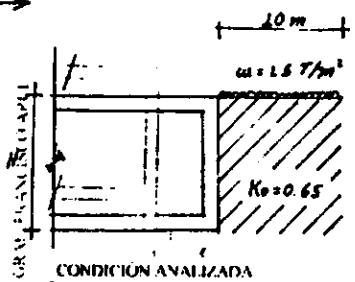
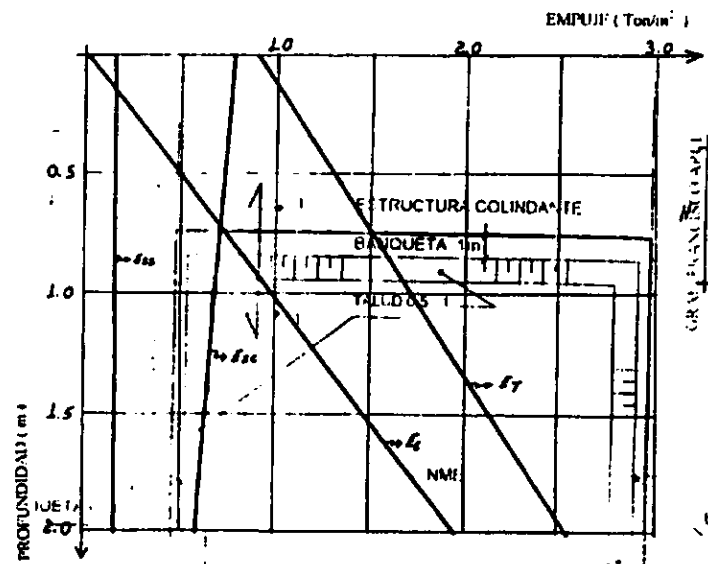


asentamientos en cm.

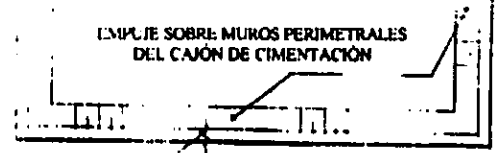
E.S.C. 1:200

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

FIGURA No. 40



- Es EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- Es1 EMPUJE DEBIDO A SISMO
- Es2 EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA
- Et EMPUJE TOTAL



GRAL FRANCISCO ARCT No 71
 PRIMER ETAPA DE LA EJECUCION.

FIGURA No 41

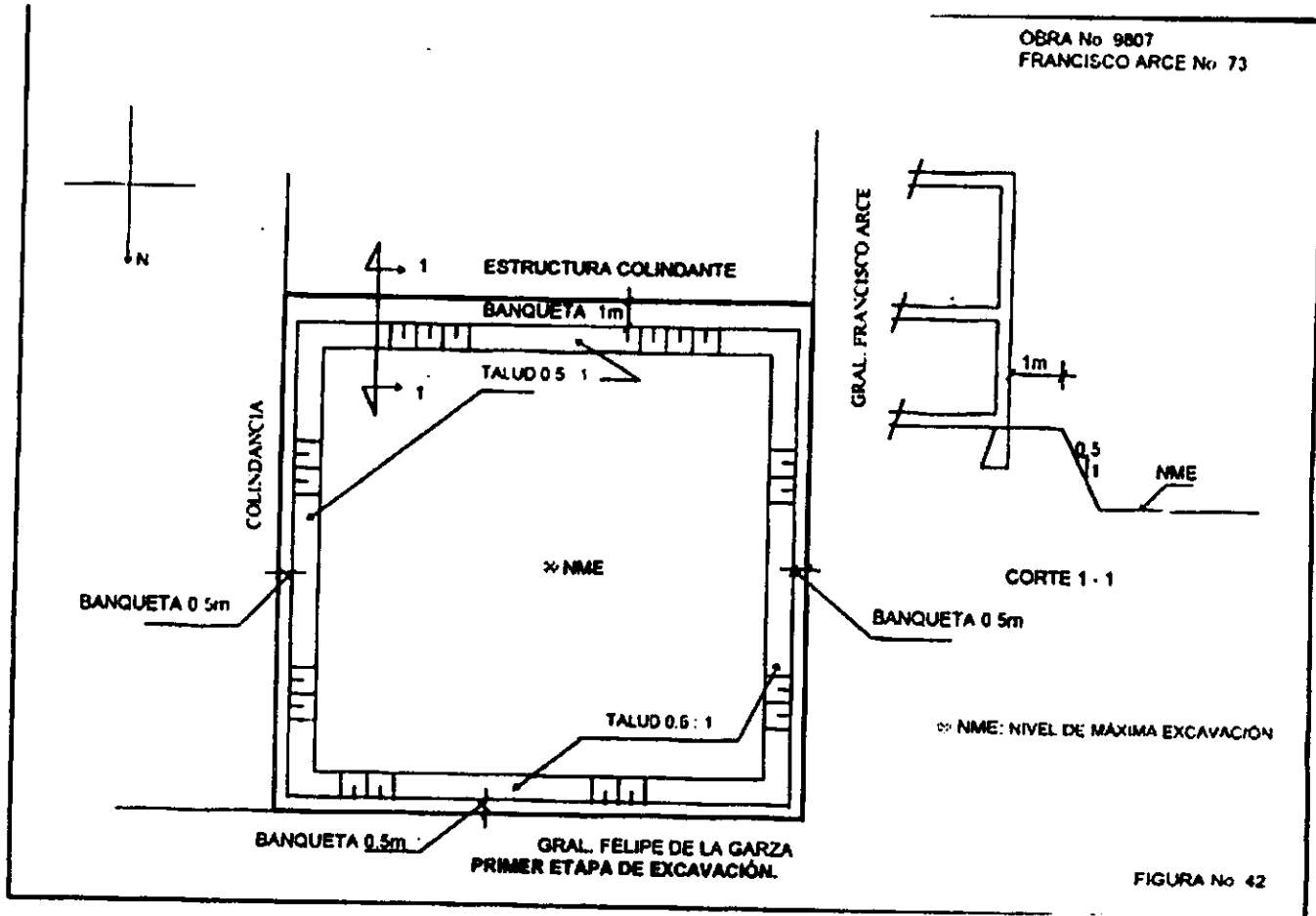


FIGURA No 42

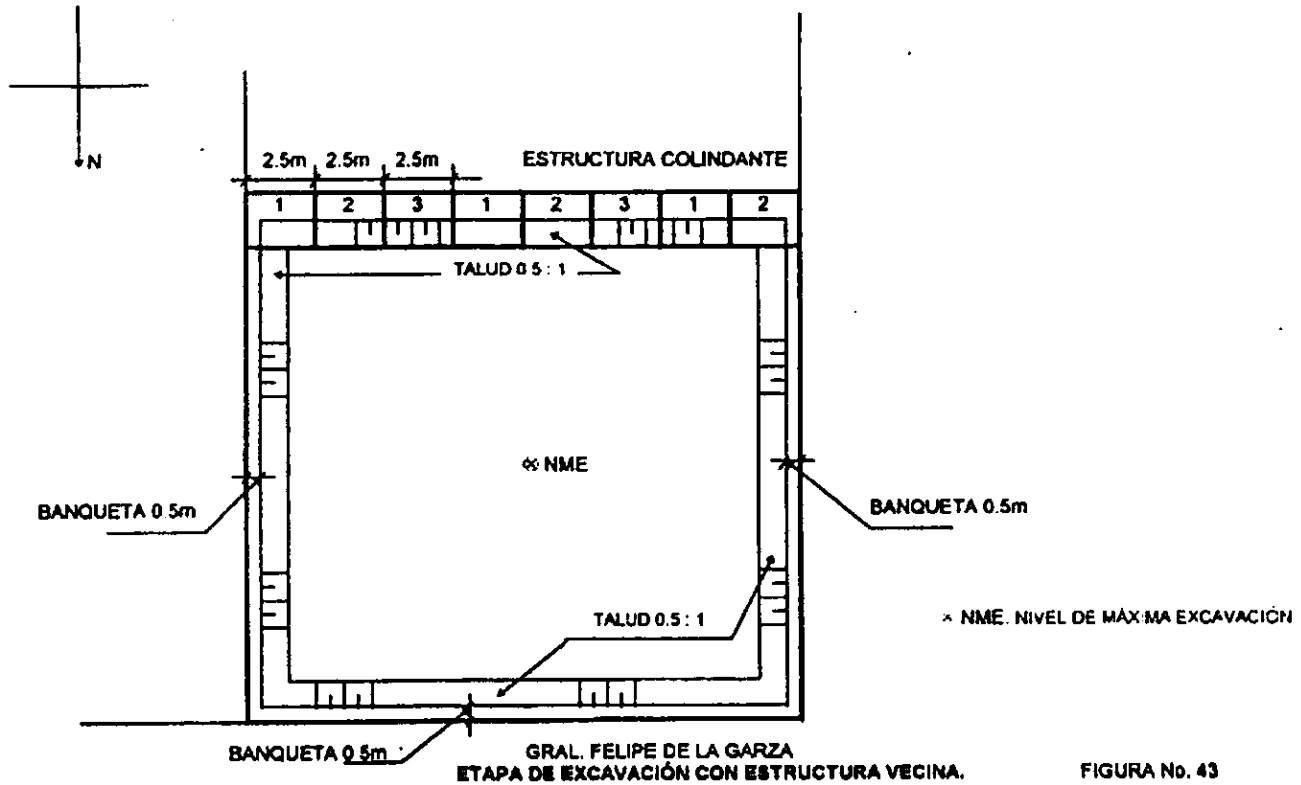


FIGURA No. 43

OBRA No. 9807
FRANCISCO ARCE No. 73

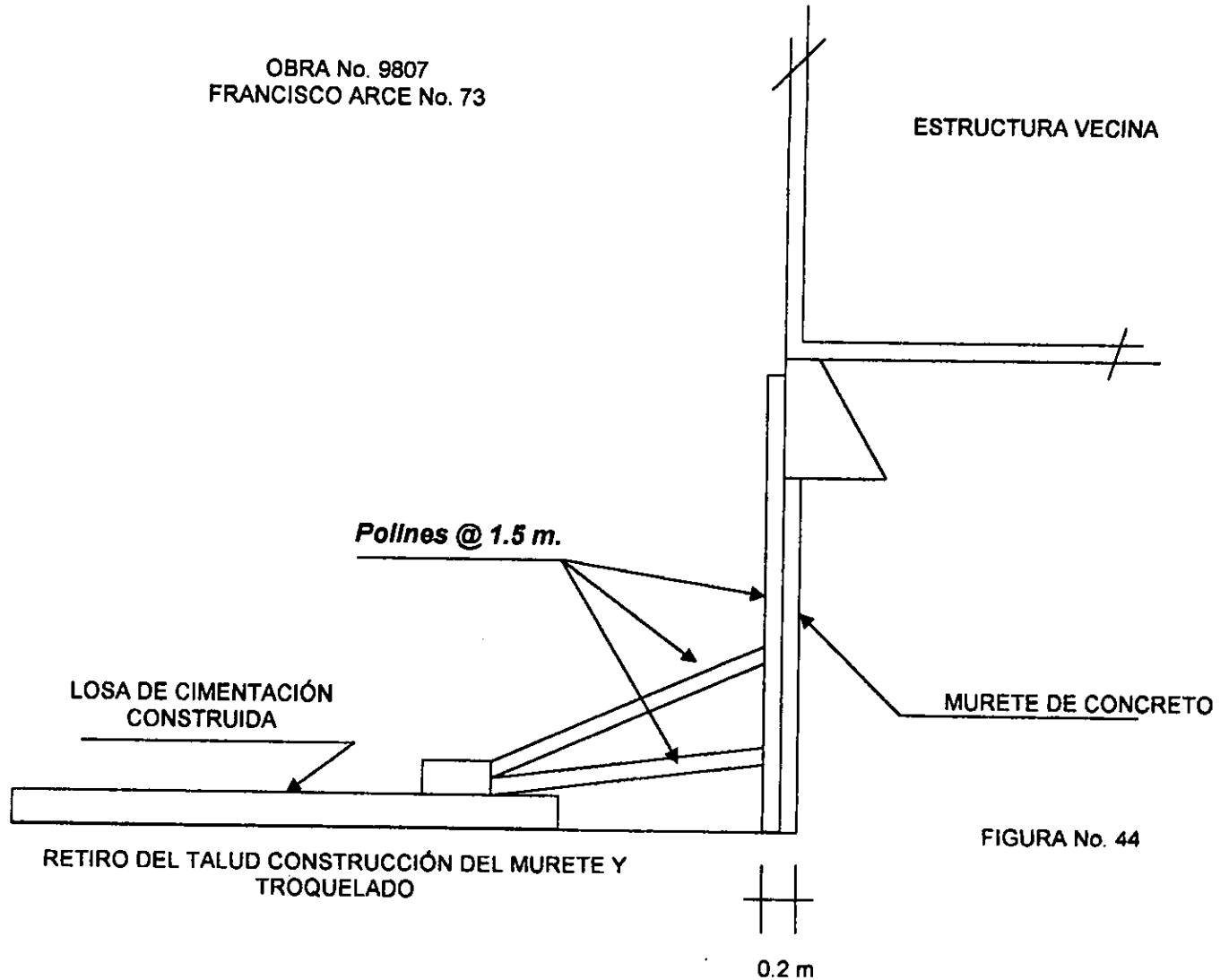


FIGURA No. 44