

300615

8
2ej



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.**

**GEOTECNIA PARA EL PROYECTO
"CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES"
UBICADO EN LA CIUDAD DE QUERETARO, QUERETARO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

ASESOR DE TESIS:
M. en I. FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO

MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.



LA SALLE

Al Pasante Señor:

Raúl Hernández Lelo de Larrea

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Ud. a continuación, el tema que aprobado por esta Dirección, propuso como Asesor de Tesis el M. en I. Francisco Javier Ribé Martínez de Velasco, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

**"GEOTECNIA PARA EL PROYECTO "CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES"
UBICADO EN LA CIUDAD DE QUERETARO, QUERETARO"**

con el siguiente índice:

	INTRODUCCION
CAPITULO I	EXPLORACION INDIRECTA DEL SUBSUELO
CAPITULO II	METODOS DIRECTOS DE EXPLORACION EN EL SITIO
CAPITULO III	PRUEBAS DE LABORATORIO
CAPITULO IV	DISEÑO DE CIMENTACIONES
	CONCLUSIONES
	BIBLIOGRAFIA

Ruego a Ud., tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A T E N T A M E N T E
"INDIVISA MANENT"
ESCUELA DE INGENIERIA

México, D.F.. a 8 de Noviembre de 1994



M. en I. FRANCISCO JAVIER RIBE
MARTINEZ DE VELASCO
ASESOR DE TESIS



ING. EDMUNDO BARRERA MONSIVAIS
D I R E C T O R

UNIVERSIDAD LA SALLE

BENJAMIN FRANKLIN 47, TEL. 518-99-60 MEXICO 06140 D.F.

UNIVERSIDAD LA SALLE
ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA UNAM

**GEOECNIA PARA EL PROYECTO CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES
UBICADO EN LA CIUDAD DE QUERETARO, QUERETARO.**

Tesis Profesional para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

Presenta

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

Asesor : M en I. FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO

MEXICO D.F.

1994.

INDICE

INTRODUCCION	2
ANTECEDENTES DEL PROYECTO	3
Capitulo 1).-EXPLORACION INDIRECTA DEL SUBSUELO	
A).-Geología regional	4
B).-Requisitos mínimos de exploración y definición de los alcances	6
C).-Métodos indirectos de exploración	12
Capítulo 2).- METODOS DIRECTOS DE EXPLORACION EN EL SITIO.	
A).-Métodos directos de exploración	19
B).-Exploración del sitio en estudio métodos usados.	34
Capítulo 3).- PRUEBAS DE LABORATORIO	
A).-Relaciones Volumétricas y Gravimétricas como auxiliares al cálculo.	35
B).-Propiedades índice.	38
C).-Propiedades mecánicas.	48
D).-Perfil estratigráfico	figura 3
E).-Resultado de las pruebas del sitio en estudio.	56
F).-Correlaciones necesarias para la obtención de datos.	figura 32
Capitulo 4).-DISEÑO DE CIMENTACIONES	
A).-Alternativas de cimentación	57
B).-Cimentaciones superficiales	58
C).-Cimentaciones profundas	67
D).-Procedimientos constructivos	71
CONCLUSIONES	72
BIBLIOGRAFIA	74

INTRODUCCION

El propósito de la presente tesis es el de documentar algunos de los procedimientos más usuales en exploración geotécnica, comparandolos con su utilidad en la obtención de datos para diseño y cálculo de cimentaciones, particularmente en el estudio de un sitio.

Debido a la creciente importancia que ha adquirido la geotécnica a raíz de los sismos en la Ciudad de México en el año de 1985, se considera el poder adquirir una información más completa a partir de los métodos de campo y una mejor recuperación de muestras, para así obtener los parámetros más reales posibles en las pruebas de laboratorio y así darnos una idea más clara del comportamiento de los suelos en que se desplantarán construcciones.

BREVE DESCRIPCION DE LOS CAPITULOS

CAPITULO I .- En este capítulo se describen de una manera concisa los métodos de campo para la obtención de parámetros de cálculo por medio de métodos indirectos de exploración, de los diferentes tipos de materiales existentes y valores útiles para el diseño de cimentaciones, y los requisitos mínimos necesarios de acuerdo a las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal, por métodos indirectos de exploración ya que estos solo complementan a los métodos directos de exploración.

CAPITULO II.-En el presente capítulo se presentan los métodos directos de exploración para la obtención de muestras, ya sea alteradas o inalteradas, estos métodos no son por inferencia por lo que son los aceptados por las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, a estas muestras se les practican las pruebas de laboratorio, y por medio de algunos de estos métodos se obtienen en campo valores útiles para diseño por medio de correlaciones.

CAPITULO III.- En el presente capítulo se describen algunas pruebas de laboratorio, que fueron utilizadas en el presente estudio para la obtención de valores de las propiedades índice y las propiedades mecánicas de las muestras para el diseño de las cimentaciones.

CAPITULO IV.- En este capítulo se describe el diseño de acuerdo a las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, para estados límite de carga y estados límite de servicio, para diferentes cargas y diferentes alternativas de cimentación, de acuerdo al tipo de suelo encontrado en el sitio en estudio.

ANTECEDENTES:

Se planea la construcción de un conjunto de edificios en los que se pretende englobar todos los servicios públicos municipales de la ciudad de Querétaro.

El proyecto arquitectónico se encuentra en etapa de ejecución sin embargo el planteamiento general contempla el sembrado de cuatro grandes edificios incluyendo servicios de oficinas públicas, bibliotecas, estacionamientos, jardines y un lago en el interior del predio tomando en cuenta que este es atravesado por un canal de aguas pluviales de oriente a poniente y que fue construido con el fin de evitar que las aguas pluviales procedentes del cerro de "El Cimatarío" llegaran al centro de la ciudad y así evitar inundaciones.

Se contempla que los edificios no superen una altura de 9m (dos y medio niveles) de altura y una superficie aproximada de (60 x 70 m) 4200 m².

El predio en estudio se encuentra localizado en la zona sureste de la ciudad de Querétaro a un costado de la autopista México-Celaya formando esquina con la avenida Tequisquiapan en la colonia Estrella y colindando en su linderó norte con el panteón municipal de dicha ciudad (figura 1).

Con el objeto de determinar la alternativa más adecuada de cimentación de acuerdo a los datos de proyecto existentes, se consideraron varias alternativas de cimentación, de acuerdo a las posibles alternativas estructurales a tomarse en cuenta para la ejecución de dicho proyecto.

Entre las restricciones del estudio a tomarse en cuenta se encuentra un gasoducto de Petroleos Mexicanos que atraviesa el predio en su zona norte, y en dirección de oriente a poniente no pudiéndose recopilar muestras de ningún tipo en una distancia de 20 m a partir de la perpendicular al trazo del gasoducto.

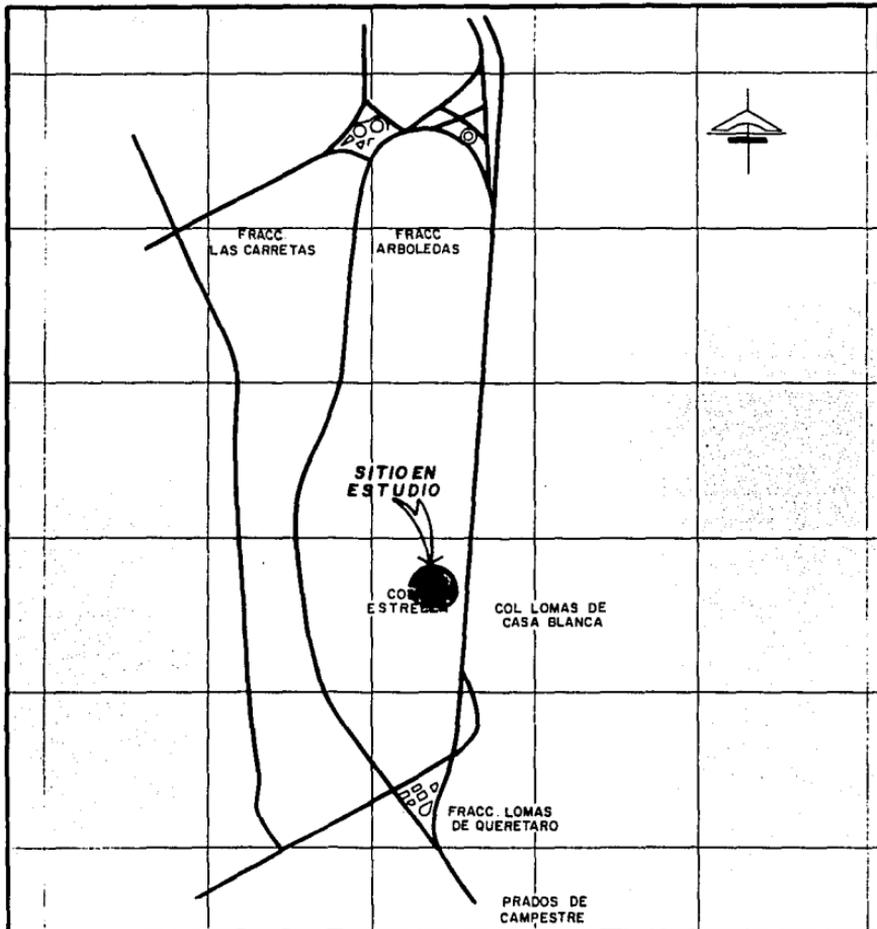


FIG.-1 LOCALIZACION DEL PREDIO

<p>GEOTECNIA DEL PROYECTO CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES</p>
<p>RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA</p>

FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I

EXPLORACION INDIRECTA DEL SUBSUELO

A).- GEOLOGIA REGIONAL

SITUACION GEOGRAFICA

La ciudad de Querétaro está localizada en la zona central de la República Mexicana, a 100° 23' de longitud este, a 20° 55' de latitud norte y a 1834 m de altitud SNM.

CLIMA

El clima de la ciudad de Querétaro está definido como subtropical de altura, con lluvias durante el verano y temperatura media anual de 18° C.

FISIOGRAFIA

El valle en que se asienta la ciudad pertenece a la provincia Fisiográfica de las Fosas Tectónicas, definida por Manuel Alvarez Jr. como sigue:

Esta zona se caracteriza por la presencia de derrames basálticos, volcanes y lagos cuya morfología sugiere la idea de estar situados en fosas tectónicas. Las riolitas, Andesitas y traquitas cubiertas por basalto, forman las montañas; Mientras que los valles en un principio fueron cuencas lacustres profundas que se rellenaron de material fluvial derivado de las montañas y cenizas volcánicas más recientes.

GEOLOGIA SUPERFICIAL

En el sitio predominan los suelos de origen aluvial, depósitos recientes del río Querétaro, rodeados por tobas y rocas extrusivas basálticas.

Cabe mencionar que en la zona urbana existen tres afloramientos de basalto.

Los depósitos aluviales son suelos finos característicos de ríos muy antiguos y con cauce perfectamente definido, los cuales en temporadas de avenidas se desbordan formando llanuras de inundación.

OROGRAFIA

De acuerdo con la topografía de la ciudad esta ofrece una orografía semimontañosa, identificándose una zona plana que forman las cuencas lacustres que están en la parte oeste de la ciudad, donde se asienta la zona industrial y parte de la zona urbana, el resto de esta se ubica en la parte montañosa.

HIDROGRAFIA

La hidrografía de la región esta constituida por el río Querétaro, el cual forma parte de la cuenca del río Lerma; El río Querétaro drena el valle hacia el poniente y desemboca en el río Apaseo en Guanajuato.

SISMICIDAD

La ciudad se ubica en una zona Penisísmica (sismos poco frecuentes) con coeficientes "C" comprendidos entre 0.04 y 0.01

ZONIFICACION

Con base a los resultados de sondeos cartas geológicas y topográficas del lugar la ciudad se ha dividido arbitrariamente en dos zonas :

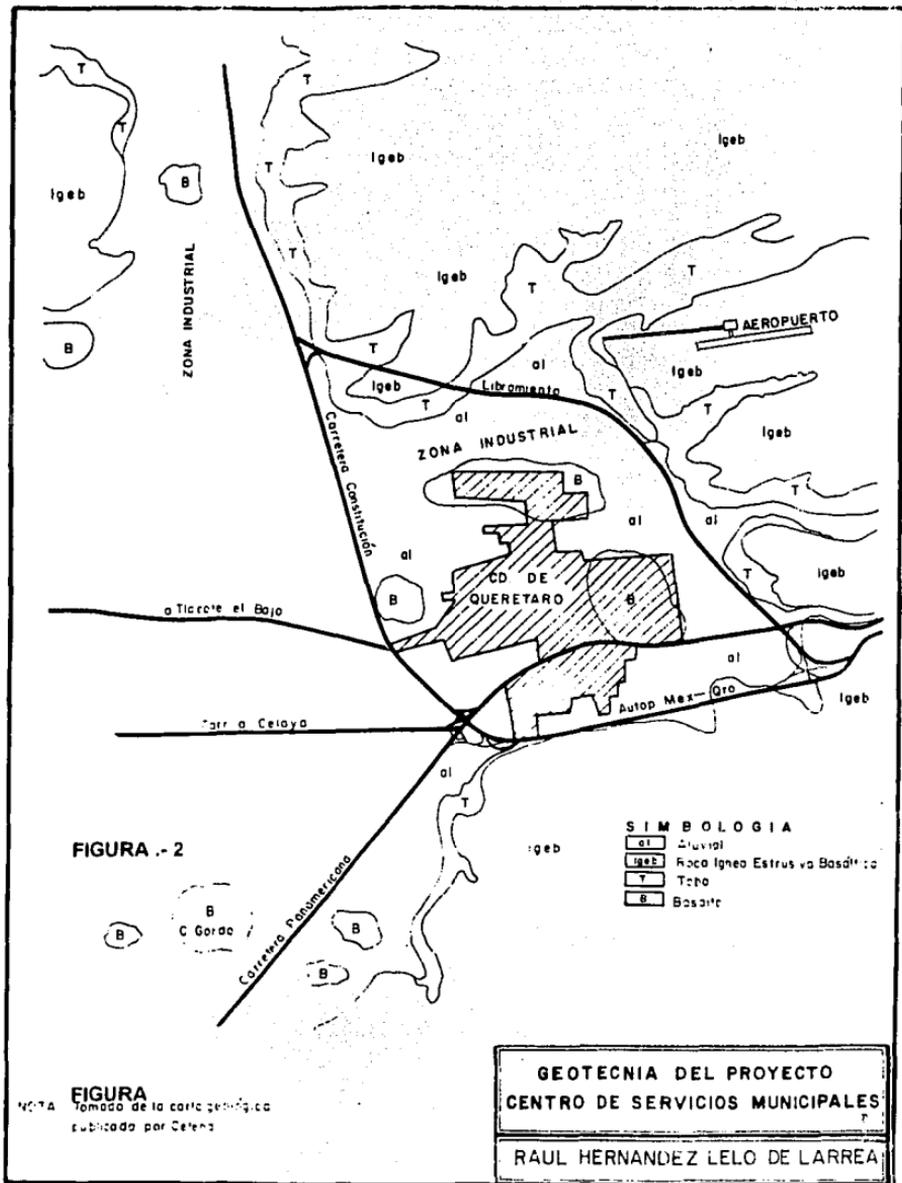
1).-Zonas altas cuya altitud es superior a la cota 1820, y se caracterizan por la presencia de limos, arenas y tobas superficiales.

2).-Zonas bajas, corresponden a terrenos situados por debajo de la elevación 1820, y que están constituidos básicamente por suelos arcillosos expansivos que van desde la superficie del terreno a profundidades comprendidas entre .5 y 6m.

GEOLOGIA DE LA ZONA EN ESTUDIO

De acuerdo a la zonificación de la ciudad de Querétaro el predio en estudio, de acuerdo a su altitud 1800m SNM será considerado en la zona baja del valle de la ciudad de Querétaro (figura 2).

La zona en estudio se engloba dentro de una zona de depósitos aluviales. Por lo que se supone se encontrarán arcillas expansivas a profundidades variables, de acuerdo al sitio en particular y de acuerdo a las características expansivas de estos estratos, se puede pensar en cimentaciones superficiales controlando la expansión de estos estratos con cargas superiores a su máxima fuerza de expansión. Presentandose esta cuando la arcilla está a su máxima saturación de agua, esto será en caso de que no se encuentre a una profundidad económicamente conveniente un estrato de mayor compacidad, sin características expansivas, muy probablemente el estrato de limo arenoso y depósito lacustre se encuentra bajo el anterior, lo importante es verificar la profundidad para el diseño de una cimentación conveniente de acuerdo a las descargas de los edificios y el tipo de estas, siendo repartidas o concentradas y de sus respectivas magnitudes.



FALLA DE ORICÓN

B).-REQUISITOS MINIMOS DE EXPLORACION

La cantidad de exploración será definida por medio de las normas técnicas complementarias para el diseño de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal, haciendo una analogía al reglamento de construcciones de la ciudad de Querétaro debido a que este último es un reglamento regional basado en el anterior.

De acuerdo a la localización del predio puede ser considerado una zona de transición y ser tratado así de acuerdo a las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal.

Debido a que el proyecto arquitectónico se encuentra todavía en etapa de ejecución, se considerará la ejecución de pruebas para cimentaciones superficiales y profundas y para las áreas proyectadas de las estructuras.

Se considerarán los casos más desfavorables que serán grandes claros y cargas concentradas muy intensas.

De acuerdo a las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal, las investigaciones mínimas del subsuelo a ser realizadas para el cumplimiento del artículo 22 del reglamento de construcciones, serán las indicadas en la tabla 1 de acuerdo al tipo de construcción.

No obstante el cumplimiento del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla, no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo.

Las investigaciones requeridas en caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 1.

Para la aplicación de la tabla 1 se tomará en cuenta lo siguiente:

A).- Se entenderá por peso unitario medio de la estructura la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media a nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

B).-El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 1) será uno por cada 80m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción, en las zonas I y II y de 1 por cada 120 m o fracción del perímetro en la zona III, la profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a 2 m abajo del nivel de despalnte, solo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos a una profundidad menor.

Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, penetrar el estrato incompresible y en su caso las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

C).-Los procedimientos para localizar galerías de minas u otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades, o en sondeos. Los métodos indirectos solo se emplearán como apoyo a los métodos directos.

El inciso A de las normas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal, no tiene aplicabilidad a este caso en concreto, debido a que se investigó en el sitio si existían antecedentes históricos de posibles excavaciones o explotaciones de material existente en la zona, y en el predio en estudio, por otro lado no se encontró ninguna irregularidad geológica que pudiera sugerir la presencia de cavernas u oquedades y esto también apoyado por la documentación de geología regional.

- D).-Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estandar.
 - Sondeos mixtos con recuperación de muestras alteradas o inalteradas.
 - Sondeos de verificación estratigráfica sin recuperación de muestras por medio de la penetración del cono mecánico o eléctrico.
 - Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril estos generalmente se usarán en materiales firmes y rocas.
 - Sondeos de percusión o con equipo tricónico serán aceptables para identificar tipos de material y localizar oquedades.

Los métodos de exploración directa anteriormente mencionados serán descritos más detalladamente en el siguiente capítulo.

INVESTIGACION DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

El hundimiento regional debe ser verificado por medio de datos suficientes respecto a la zona si es que estos datos existentes son suficientes para describir el hundimiento de edificaciones de tipo A y B.

En caso de no existir datos suficientes en la zona, esta investigación deberá hacerse mediante piezómetros o bancos de nivel colocados a diferentes profundidades y con suficiente anticipación al inicio de la obra.

En el caso concreto del predio en estudio no se esperan hundimientos regionales a niveles superficiales debido a que el espesor de los estratos compresibles es muy superficial, todos los estratos subyacentes al anterior son permeables por lo que se elimina la posibilidad de existencia de mantos de agua colgados que pudieran variar las condiciones de los materiales existentes.

El nivel freático existente en la zona está a una profundidad aproximada de 300 m en la zona debido a la extracción de agua por medio de pozos, los agrietamientos producidos por las variaciones de nivel freático durante la extracción o por régimen de infiltración no afectan superficialmente el hundimiento de la zona.

TABLA 1

Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

De acuerdo a la superficie de los edificios a construir estos se enmarcan en el tipo B:

CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Son de esta categoría las que al menos tienen una de estas tres características:

peso unitario medio de la estructura $W > 5 \text{ ton/m}^2$

Se están programando descargas mayores en algunos casos

Perímetro de la construcción

$P > 80 \text{ m}$ en las zonas I y II

$P > 120 \text{ m}$ en la zona III

El criterio anterior es aplicable en este caso para la Zona II y P para el caso en concreto es: $P = (60 \times 2 + 70 \times 2) = 260 \text{ m} > 80 \text{ m}$

Profundidad de desplante $D_t > 2.5 \text{ M}$

En algunos casos se cumplirá

Zona II

El requisito de la inspección superficial de la zona ya se llevo a cabo con la geología del sitio.

Se piden sondeos de recuperación de muestras inalteradas con este tipo de sondeos se determinará:

-La estratigrafía (figura 3).

-Las propiedades índice y las propiedades mecánicas

-Se obtendrán perfiles estratigráficos con la clasificación de los materiales y sus contenidos de agua.

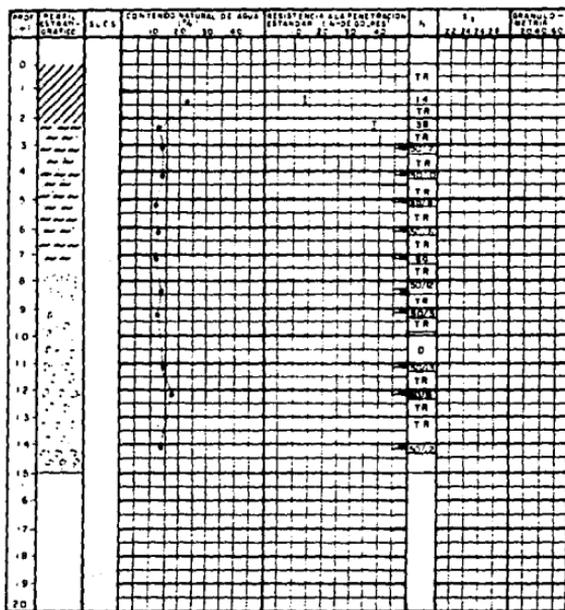
Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo y definir sus variaciones dentro del área situada.

3).- En caso de cimentaciones profundas se hará una investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a la consolidación regional, se determinarán las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo la detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

En el caso anterior de acuerdo a la investigación del hundimiento regional se concluye que este no existe en la zona, por lo que no es necesaria la instrumentación por hundimiento regional, se comprobó que el nivel freático no existe superficialmente en la zona, por lo que no hay presiones provocadas por el agua del subsuelo.

De acuerdo con todo lo anterior la cantidad de exploración a llevarse a cabo en el sitio fue definida siguiente forma :

Se consideran 4 edificios con perímetro promedio de 220 m c/u lo que da un total de perímetro de 880 m /80 m/sondeo nos da un total de 11 sondeos la profundidad de estos será determinada durante la ejecución del trabajo de campo y de acuerdo a los resultados obtenidos de esta. Para el diseño de algunas estructuras exteriores como pavimentos, posibles excavaciones para el lago etc. y el apoyo a las estructuras principales, para la obtención de muestras superficiales se programaron diez pozos a cielo abierto de 2.00 m de profundidad, la localización de estos se muestra en la (figura 4) .



AVANCE CON BROCA - TR
 — > DE 50 GOLPES

FIGURA - 3

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SIMBOLOGIA :

-  ARCILLA
-  ARENA
-  L.M.
-  GRAVA

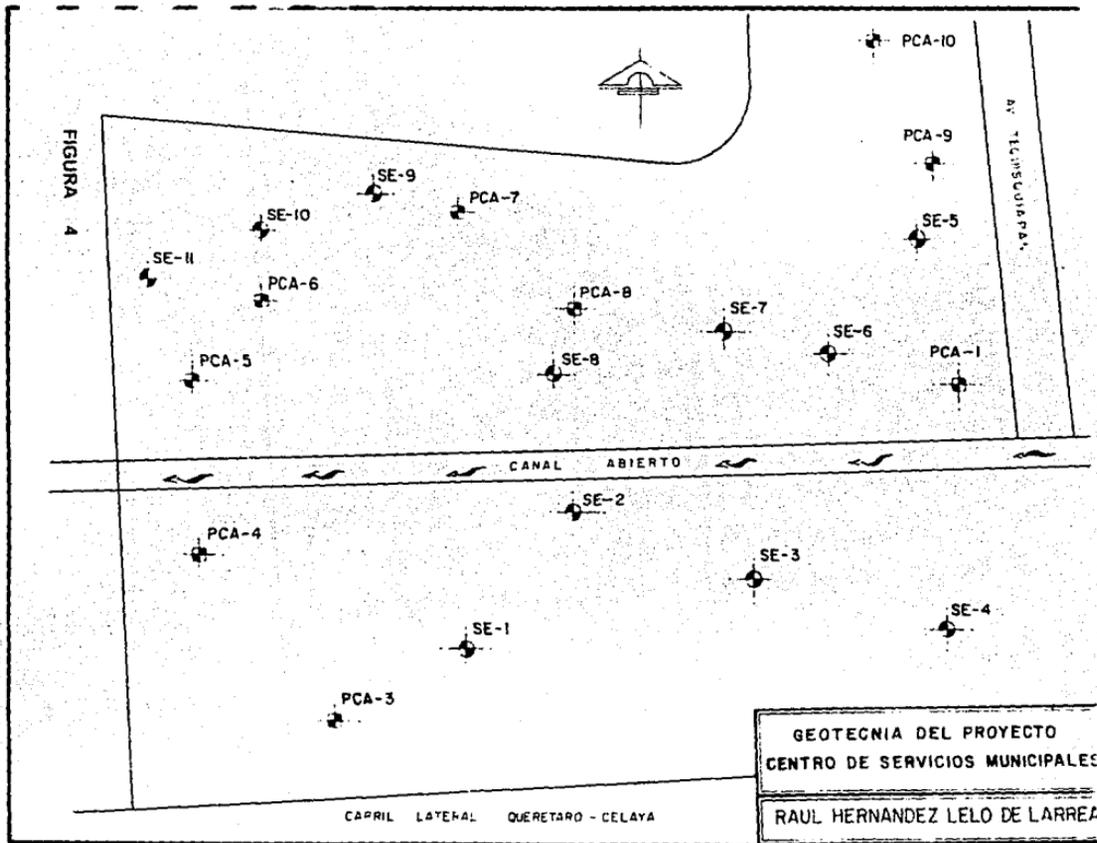
FIGURA

GEOTECNIA DEL PROYECTO
 CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN



C).-METODOS INDIRECTOS DE EXPLORACION METODOS GEOFISICOS

Entre los métodos geofísicos más usados se encuentran los métodos sísmicos y los métodos eléctricos.

METODOS SISMICOS.

Son ondas elásticas producidas por alguna fuente de energía que viajan a través del medio geológico a velocidades características, y son reflejadas o refractadas por cambios de material y finalmente llegan a la superficie donde son detectadas o grabadas por instrumentos.

Tipos de ondas elásticas:

-Ondas elásticas de compresión o primarias (P); Son ondas de cuerpo se propagan a lo largo de la superficie y a través del subsuelo, regresando a la superficie por reflexión y refracción, también pueden viajar a través de los materiales como ondas directas. Las ondas P tienen las más altas velocidades (V_p) y llegan primero al instrumento de grabación.

-Ondas elásticas de Cortante (Shear Waves, S); También son ondas de cuerpo, se propagan y viajan de manera similar a las ondas P. Las ondas S viajan a .58 V_p en materiales bien consolidados y a .45 V_p en materiales de baja consolidación, estas ondas se interrumpen en agua y en el aire (oquedades, cavernas).

-Ondas de Rayleigh (R); Se propagan solo cerca de la superficie su amplitud se atenúa rápidamente con la profundidad, viajan a una velocidad aproximada de .9 V_s , la velocidad de grabación puede ser menor debido a que viajan cerca de la superficie que es donde normalmente ocurre la velocidad más baja del material, y usualmente consiste en un grupo de ondas de baja frecuencia en un intervalo largo de tiempo.

Para exploraciones en suelos a profundidades de menos de 300 m se prefieren las técnicas de refracción sísmica, más que las de reflexión sísmica porque las ondas directas y las ondas refractadas llegan primero y tienden a alterar las ondas de reflexión.

Las técnicas de sismología de reflexión son normalmente usadas para exploraciones profundas y estudios marinos pero en estas no se leen directamente las velocidades como se hace en las técnicas directas y en las de refracción.

Técnicas de exploración sísmica

Las técnicas de refracción son usadas para medir las velocidades de las ondas de compresión P en cada estrato geológico, lo que indica el tipo de material y la localización del nivel freático, también a través de las discontinuidades indica fallas o cavernas. Las técnicas de reflexión se usan en investigaciones marinas, dan información del fondo del mar mostrando cambios de estratos, fallas, laderas etc.

Fuentes de energía para propagación de las ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se producen por medio de un impacto, como un martillo o la caída de un peso, se usan para exploraciones profundas tienden a generar ondas P y ondas de Rayleigh muy grandes lo cual es de mucha ayuda en algunos proyectos de ingeniería.

Las ondas sísmicas también son producidas por el impacto de explosivos que son usados en tierra y en algunos proyectos subacuáticos, porque cubren una porción mas pequeña de ondas superficiales especialmente cuando se colocan a profundidades sustanciales.

En los métodos sísmicos de refracción se hacen correlaciones entre las velocidades y los tipos de material.

El equipo necesario para llevar a cabo este tipo de exploraciones son: Una fuente de energía ya sea martillo o explosivos, detectores de onda elástica (sismómetros), son los geofonos que en realidad son traductores electromecánicos para investigaciones terrestres, los hidrófonos son traductores sensitivos a la presión que son usados para exploración acuática. También se usa un sismógrafo que contiene una fuente de poder, una grabadora, y uno o varios canales de grabación.

La forma de las ondas elásticas grabadas se conoce como sismograma.

PROCEDIMIENTOS OPERATIVOS

Un sismógrafo de un canal emplea un geofono colocado en el suelo a una distancia cercana al instrumento, se coloca una placa de metal a 3 m aproximadamente del instrumento, esta es golpeada con un martillo, el impacto instantaneo es grabado a través de un cable conectado del martillo al instrumento, las ondas del impacto viajan a través del suelo y sus tiempos de llegada son registrados como sismógramas y lecturas digitales, esto se repite varias veces colocando la placa y el instrumento a la misma distancia, generalmente se usa para exploración superficial.

Hay sismógrafos de varios canales en los que se emplean de 6 a 24 canales (geofonos). Con los que se hacen determinados arreglos y graban las ondas sísmicas simultanea y continuamente en película fotográfica o cinta magnética.

La fuente de energía generalmente es un explosivo colocado con una perforación hecha con helicoidal a una profundidad media, la profundidad escogida de penetración de energía esta en función de la longitud total (que es la distancia entre el punto de detonación y el geofono más alejado), que en general es de 3 a 14 veces la profundidad de penetración, una distancia normal es de 100 m para investigar profundidades de 25 a 30 m con geofonos a intervalos de 10 m para definir las curvas de velocidad.

Los geofísicos determinan la longitud total y la distancia entre los geofonos de manera que se adapten a las condiciones geológicas, ya anticipadas en la práctica, se hacen las detonaciones en un extremo de la línea de geofonos y luego en el otro extremo para comparar resultados y así se detectan cambios de estratos y de superficies rocosas.

En algunos casos las detonaciones se hacen en medio de la línea de geofonos o en otros sitios.

El sistema de varios canales es usado para exploraciones profundas en todo tipo de condiciones geológicas.

Por medio de los sismógrafos se producen las gráficas de tiempo distancia, los tiempos de viaje de las primeras llegadas son graficados contra la distancia del geofono, la velocidad de los diferentes medios es determinada por los picos de las líneas uniendo los puntos graficados.

Existen varias fórmulas para calcular la profundidad y los contactos de varios estratos, variando de simples a complejas dependiendo del número de estratos.

LIMITACIONES

-Los materiales más suaves y con velocidades más bajas, serán cubiertos por un material encima de estos que sea más denso y con una velocidad más alta y no podrá ser distinguido.

-Un estrato con un espesor de menos de una cuarta parte de la profundidad donde se encuentra no será distinguido.

-Se obtendrán resultados erráticos en formaciones fracturadas y en áreas donde la roca sea muy irregular, y en roca con lajas muy delgadas empacada en estratos más suaves.

-No se pueden definir bien los contactos de los estratos cuando las velocidades aumentan, por ejemplo en suelos residuales.

-En zonas urbanas no pueden ser usados debido a pavimentos, conducciones, energía eléctrica y muchas fuentes de ruido.

De acuerdo a lo anterior este método indirecto de exploración es muy útil pero debe de reunir ciertas condiciones, por lo cual las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del Distrito Federal, los toma solo como un complemento a los métodos directos de exploración.

METODOS INDIRECTOS DE RESISTIVIDAD ELECTRICA

Aplicaciones:

- Se utiliza para diferenciar entre estratos de arcilla o suelos Granulares.
- Permite medir el espesor de capas orgánicas en zonas de difícil acceso.
- Mide la profundidad de las posibles superficies de falla; En la arcilla, la salinidad y por lo tanto la resistividad es característicamente diferente cerca de la superficie potencial de falla.
- Localización de depósitos subterráneos de agua salada.
- Identificación de las variaciones de la calidad del agua subterránea en depósitos granulares homogéneos, que puedan ser causados tal como desperdicios químicos etc.
- Medir la profundidad a la roca sana.

las medidas descritas anteriormente la mayoría son solo aproximadas.

BASES TEORICAS

Los Diferentes materiales subterráneos tienen una conductividad característica para corrientes directas de electricidad, la acción electrolítica es posible por la presencia de humedad y sales disueltas en el suelo y en las rocas, la cual permite el paso de la corriente entre los electrodos puestos en la superficie del suelo, en general la conductividad es buena en materiales húmedos como arcillas y limos y es pobre en arenas secas gravas y algunas rocas.

La resistividad se refiere a la dificultad de la corriente a fluir en materiales geológicos y es expresado en ohm centímetro cuadrado /centímetro, simplemente como ohm centímetro u ohm pie.

APARATOS

Los aparatos de resistividad eléctrica consisten en una batería como fuente de energía, un miliamperímetro, un potenciómetro y electrodos de los cuales hay dos configuraciones básicas:

ARREGLO WENNER :

Es comunmente usado en los Estados Unidos y emplea cuatro electrodos igualmente espaciados.

ARREGLO SCHLUMBERGER:

Es comunmente usado en europa, es similar al arreglo WENNER, excepto que el espaciamiento de los electrodos centrales es mucho más cercano que el de los electrodos laterales.

Procedimientos operativos:

Con una batería como fuente de corriente directa se establece un flujo de corriente entre los dos electrodos externos, la caída de corriente es detectada en los dos electrodos internos y es grabada en el potenciómetro, la resistividad aparente en el arreglo WENNER es calculada con la siguiente expresión :

$$r = 2AE / I$$

donde :

r=resistividad el suelo.

E=diferencia de potencial entre los electrodos intermedios en volts.

I=Flujo de corriente entre los electrodos del final en amperes.

Resistividad "APARENTE" significa un valor promedio resultante de las diferentes capas.

En exploraciones verticales el espaciamiento de los electrodos es aumentado mientras los cambios de resistividad son grabados , se dibuja una curva de resistividad contra espaciamiento de los electrodos, como el valor de la resistividad obtenido depende en gran parte al valor de la resistividad del material a una profundidad igual al espaciamiento de los electrodos, puede ser inferido con el cambio de la curva, para cualquier profundidad, en términos de espaciamiento de electrodos las variaciones laterales de resistividad son medidas por el movimiento del electrodo trasero a una posición frontal, y haciendo mover el arreglo lateralmente, las condiciones del subsuelo son inferidas por las variaciones de los valores vertical y lateralmente, en multiarreglos las interpretaciones deben ser correlacionadas con sondeos de prueba.

LIMITACIONES

Por el motivo de que la resistividad es función del contenido de agua y sales directas, materiales con muy diferentes propiedades ingenieriles pueden tener la misma resistividad, de manera que no es posible correlacionar diferentes sitios, la diferenciación entre estratos no será posible cuando el material superficial tenga una excesiva resistencia eléctrica.

Su profundidad se limita al nivel freático por que en los materiales saturados aumenta mucho la conductividad y se hace imposible la diferenciación entre estratos.

Debido a las dificultades de relacionar los valores de resistividad medidos a diferentes rocas y suelos las condiciones del subsuelo son usualmente inferidas por las variaciones de los valores verticales y laterales, en sistemas de varios estratos el resultado debe ser correlacionado con sondeos de pruebas.

Por lo que se aprecia estos métodos son de inferencia y tienen que ser confirmados posteriormente por métodos de exploración directa.

CAPITULO II

METODOS DIRECTOS DE EXPLORACION EN EL SITIO.

A).-METODOS DIRECTOS DE EXPLORACION

Métodos de Reconocimiento

Los métodos de reconocimiento se dividen en dos grandes grupos como sigue:

Excavaciones profundas:

Permiten el examen detallado de los materiales geológicos, incluye pozos a cielo abierto y socavones, excavaciones de grandes diámetros que se pueden hacer con un costo relativamente barato y rápido, al igual que tuneles o lumbreras que a pesar de lo costoso que es excavarlas, según la magnitud del proyecto, vale la pena para investigar el macizo rocoso.

Herramientas de mano:

Proveen un costo relativamente bajo y son rápidas de ejecutar, las muestras se recuperan con una helicoidal manual y con un muestreador de 1" de ancho, probando con barras se obtienen indicaciones de la resistencia a profundidades medias. La prueba del penetrómetro de cono y la prueba de penetración estandar también son usados como métodos de reconocimiento para exploraciones preliminares.

PRUEBA CONTINUA DE PENETRACION DE CONO (CPT (ASTM D-3441)

Operación:

Las barras con un cono en la punta son forzadas a penetrar en el terreno, mientras que la resistencia a la penetración es registrada continuamente, en este proceso no se recuperan muestras, el perfil obtenido es inferido con correlaciones comunmente usadas en Europa, este método está aumentando su aceptación en Estados Unidos.

Tipos de fuerza a aplicarse:

- 1.- **Dinámica.**- Cuando las barras son hincadas con un martillo.
- 2.- **Estáticas.**- Cuando las barras son hincadas con un peso muerto.
- 3.- **Quasi Estáticas.**- Cuando las barras son empujadas hidráulicamente por medio de reacción contra el peso de una maquina, el aparato puede estar montado en camión o al piso para proveer la reacción necesaria.

A esta prueba se le refiere como método de penetración de cono estático.

Aplicaciones:

Este método permite una aplicación rápida y económica en depósitos profundos, de suelo débil a moderado y da información detallada de la estratigrafía.

Las medidas son correlacionadas con las propiedades ingenieriles, en suelos relativamente permeables como las arenas, los efectos de la presión de poro durante la penetración prácticamente ejerce una influencia nula.

La prueba de penetración de cono mide aproximadamente el comportamiento del suelo totalmente drenado, En arcillas plásticas homogéneas la prueba de cono, mide aproximadamente el comportamiento sin drenar, en suelos mezclados se produce un comportamiento mezclado.

Aparato de cono:

El cono Alemán de Mantle

Consiste en un cono de diámetro pequeño con dimensiones estandar.

Diámetro de la base	= 1.4" (36mm)
Area	= 10 cm ²
Inclinación	= 60 grados de la horizontal

Las medidas de este cono combinan la resistencia a la penetración por flecha y por punta.

Otros conos más avanzados, desarrollados por ingenieros Suecos y Holandeses incorporan una camisa de fricción sobre el cono y así permiten una separación de la resistencia de punta y la resistencia de fricción por flecha fs.

Hay dos tipos de cono normalmente en uso:

- El cono mecánico de Begemann.
- El cono eléctrico de Furgo.

El cono con camisa de fricción de Begemann.

A este cono se le aplica un empuje hidráulico a las barras a través de la máquina, la que provee una reacción, la barra exterior, la flecha y la punta del cono son llevados hasta la profundidad de prueba, la barra interior es empujada lentamente a una velocidad de 2 cm/seg con lo que la fuerza requerida para este avance es medida por la punta del cono, lo que es llamado resistencia de punta q_c , el cono y la camisa de fricción se hincan y la resistencia total es medida en la punta del cono y la resistencia de flecha por fricción también es medida.

$F_s =$ fuerza total - q_c

La punta del cono no debe quedarse mucho tiempo en el fondo del barreno debido a que F_s se desarrolla por propiedades tixotrópicas.

Si el aparato está calibrado, la resistencia de cono está sujeta a menos factores de operación que la prueba de penetración estándar.

Cono eléctrico de fricción Furgo

Este cono es hincado por medio de empuje hidráulico, este cono está provisto de celdas de carga y medidores de deformación (strain gage), que miden electrónicamente la resistencia de punta y la fricción simultáneamente, los resultados son impresos en graficadores con una exactitud de $\pm 1\%$.

Hay un cono eléctrico Furgo especial con un elemento piedra porosa en la punta, con el que se ha desarrollado un traductor eléctrico para medir la presión de poro, para medir la presión de poro se detiene la penetración del cono a la profundidad deseada y las lecturas se hacen hasta que la presión de poro generada por la penetración se haya disipado.

Capacidad de penetración de los conos

Un equipo de 10 ton de empuje usando conos de fricción puede penetrar unos cuantos metros en suelos granulares, con valores de penetración estandar de hasta 100 golpes, a profundidades aproximadas de 8m. En estratos de arena muy compacta y cementada se requieren fuerzas de penetración que a menudo exceden la capacidad de reacción de los equipos utilizados. En estratos muy espesos de grava el cono tiende a dar valores erroneos y dificiles de interpretar cuantitativamente. En presencia de cantos rodados o boleos estos pueden obstruir la penetración y dañar el equipo, en rocas suaves o intemperizadas es posible lograr una penetración limitada.

El cono Alemán de Mantle tiene una capacidad de 17.50 ton dependiendo del equipo de reacción y por lo tanto tiende a mayor capacidad de penetración que el anterior en suelos friccionantes.

Clasificación de materiales

Correlaciones:

Los valores del cono de penetración son influenciados por el tipo de suelo, el grado de compactación y la consistencia que afecta la relación de la carga de punta con la carga de fricción. Se han desarrollado correlaciones entre la resistencia de punta del cono (q_c), con la capacidad de carga y el radio de fricción (F_r), en el que $F_r = f_s / q_c$ la cual provee una guía para la clasificación del suelo.

Esto se hace debido a que en este tipo de prueba las muestras no son recuperadas para ensayos.

El nivel freático no aparenta tener un efecto directo en los valores de penetración del cono .

Limitaciones del cono

Los valores de Fr pueden no ser confiables debido a las siguientes causas:

-Sensibilidad del suelo.

-Estratos muy pequeños.

-Que exista suelo adherido en la punta del cono, que podra hacer variar los valores de Fs desde la mitad hasta una tercera parte del valor en arenas, en suelos arcillosos esto no adquiere un valor significativo.

-Efectos de la presión de poro temporal en suelos granulares finos.

- En la composición de suelos minerales como láminas de mica o conchas sueltas susceptibles de ser fracturadas por el cono.

- En suelos abrasivos como gravas y boleos

MUESTREO EN BARRENOS

Para muestras representativas, para identificación de suelos y para pruebas índice, se usa el muestreador de tubo partido (SS) Split barrel Sampler este se usa en todo tipo de suelos.

Para muestras inalteradas o para pruebas de propiedades ingenieriles, se usan los tubos de pared delgada, en arcillas suaves a firmes, y en suelos más duros o rocosos se usan otro tipo de muestreadores.

Diámetros requeridos para muestreo

Para sondeos exploratorios de tubo partido normalmente el diámetro requerido del barreno es de 2 1/2 ", para muestras inalteradas de tubo de pared delgada se usan 4" pero este diámetro puede ser más grande con la intención de mejorar la calidad de la muestra, los núcleos con diamante en roca varían de 2" a más grandes, normalmente se usa el diámetro N para obtener el núcleo en barrenos que se inician en 4".

Intervalo de muestreo

Las muestras son generalmente recuperadas en intervalos de 3 pies, en los cambios de estrato se toma particular cuidado, los datos de las profundidades de las muestras se toman a partir de la superficie, y se reduce el intervalo en donde van a ser apoyadas las estructuras.

El muestreo continuo es importante para tener una buena identificación de los estratos, que pueden variar ampliamente en su clasificación y con frecuencia se encuentran depósitos delgados de capas orgánicas los cuales pueden ser de mucha influencia, en barrenos profundos el muestreo es generalmente cambiado a intervalos entre 10 y 20 ft después de haber muestreado con el método anterior, este se lleva a cabo cuando ya se ha definido un estrato de muestreo.

FACTORES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL MUESTREO

- El espesor de las paredes del muestreador.
- Los muestreadores con tubo de calibre muy grueso causan deformación de la muestra por deslizamiento del material.

Condiciones de muestreo:

Los dobleces, roturas, pandeo etc. causan deformaciones en la obtención de la muestra, en los muestreadores al ser hincados la fricción interna al introducirse la muestra, puede aumentar por el óxido y la suciedad en el caso de los tubos, la omisión de la capa de recubrimiento en la pared interior causa remodelo en la muestra, lo cual se nota en un deslizamiento de las capas exteriores hacia abajo, lo que en casos extremos resulta en formas cónicas.

Operaciones de muestreo

Las fuerzas dinámicas causadas por bajar un ademe para estabilización puede resultar, en suelos granulares, en una pérdida de densidad.

Lavar más de lo necesario un barreno, introducir agua a muy alta presión o velocidad, cambia las condiciones de los suelos granulares y los materiales cohesivos suaves.

Los materiales de recorte a menudo se quedan en el barreno después de ser lavados, particularmente en barrenos con ademe, estos cortes deben ser extraídos, ya sea por medio del tubo partido o por medio del tubo shelby o bien con helicoidal especial para la limpieza, la contaminación es más común en barrenos de grava o arena.

Que se derrumben las paredes del barreno es común en arcillas suaves si el lodo de perforación es muy fluido.

Las arcillas plásticas pueden quedar adheridas en el ademe si el lavado no es suficiente.

La elección de la helicoidal correcta para el lavado es muy importante para no provocar caídos ni alteraciones en el barreno, la velocidad de avance de la herramienta también es muy importante para la estabilidad del barreno.

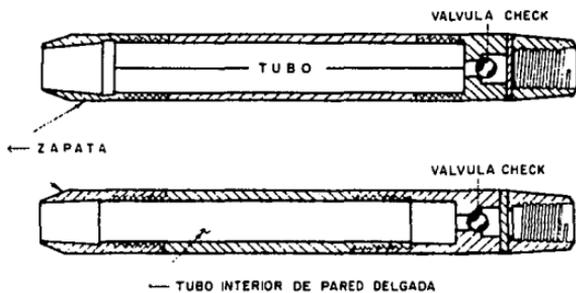
MUESTREADOR DE TUBO PARTIDO

Los muestreadores de tubo partido son usados para obtener muestras representativas para exámenes de campo, exámenes de la textura del suelo y para pruebas de laboratorio, análisis de granulometría, gravedad específica e índice de plasticidad lo que requiere una retención de la muestra.

Descripción del muestreador

Los muestreadores se pueden usar con o sin tubo interior, los más comunes son los de diámetro interior de 2.6" los diámetros interiores varían de 2" a 2 1/2" el espesor de la pared es de 1/4", los diámetros más grandes son usados para gravas la longitud de los muestreadores varía de 18" a 24" (figura 5).

Una válvula check evita que el fluido de perforación acumulado en las barras empuje la muestra hacia abajo durante la extracción, para evitar también que la muestra se salga del muestreador, se colocan también canastillas en la punta, especialmente en arenas sueltas, después de ser extraído el tubo partido se desacopla la zapata y la cabeza del muestreador, se separan los dos medios tubos, se identifican los estratos, se recoge la muestra y se guarda en una bolsa de plástico en forma de tubo y se manda a laboratorio, las camisas interiores de bronce se usan con el propósito de poder hacer pruebas de corte directo en suelos cohesivos.



MUESTREADOR DE TUBO PARTIDO

FIGURA 5

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELODE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Procedimiento de muestreo

El muestreador es llevado al fondo del barreno por medio de las barras de perforación, posteriormente es hincado a golpes en el suelo por medio de un martillo de 140 lbs que golpea en las barras de perforación, el número de golpes requerido, un peso determinado, la altura de caída y una penetración determinada, da una medida de la compacidad o consistencia del suelo.

MUESTREADORES DE PARED DELGADA

Los muestreadores de pared delgada son usados para obtener muestras inalteradas de suelos suaves a medianamente duros de materiales cohesivos, las cuales son usadas para pruebas de resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

Tubos de pared delgada

Son tubos de acero sin costura (su nombre comercial es el de tubos Shelby), es usado para todo tipo de suelo, también es muy usado el tubo de bronce en suelos orgánicos donde se requiere resistencia a la corrosión el espesor de la pared generalmente es calibre 18, pero también se pueden encontrar calibres más gruesos si las condiciones lo requiere, los tubos de acero generalmente tienen una pintura de laca para evitar la corrosión y reducir la resistencia por fricción durante el hincado y así reducir más la alteración sufrida por la muestra durante el hincado.

Diámetros y longitudes de tubos

Varían de 2" a 6" de diámetro y de 24" a 30" de longitud, se usan tubos de 2" en sondeos de 2 1/2", pero las muestras obtenidas tienen una alta relación de alteración del perímetro al área y son consideradas muy pequeñas para poder obtener pruebas de laboratorio confiables, de consolidación, resistencia a la compresión etc.

Los tubos de 3" de diámetro interior son generalmente considerados los de tipo estándar para obtener muestras lo suficientemente inalteradas, el tubo debe tener una pequeña hendidura hacia adentro para proveer un pequeño espacio de 0.04" aproximadamente, lo que permite a la muestra una pequeña expansión después de entrar al tubo y también reducir la fricción de la muestra a lo largo de las paredes, disminuyendo así la alteración.

Los tubos de 4 a 6" de diámetro reducen la alteración de la muestra, pero requieren de barrenos más costosos por ejemplo en un tubo de 5" de diámetro, se obtienen 4 probetas de 1" de diámetro para la misma profundidad y para prueba triaxial.

Operación de muestreo con tubos de pared delgada

Los tubos de pared delgada, normalmente se presionan hacia el suelo por medio de fuerza hidráulica aplicada, después de ser hincado, la muestra se deja reposar de 2 a 3 min para permitir la expansión y así aumentar la fricción en las paredes, las barras en el muestreador son rotadas en sentido de las manecillas del reloj aproximadamente 2 revoluciones para dejar libre el muestreador cortando el suelo en el fondo de la muestra, el muestreador es sacado lentamente del barreno con un pequeño jalón, en suelos suaves y en suelos granulares sueltos la punta del muestreador es detenida justo antes de emerger del nivel del fluido de perforación para evitar pérdida de muestra.

Tipos de muestreadores de pared delgada

Tubo Shelby

Muestreador de pistón Estacionario

Muestreador Hidráulico de pistón Osterberg

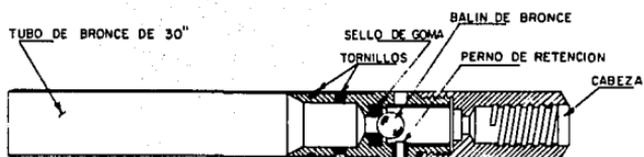
Muestreador Greer-Mc Neeland

Muestreador de tubo Shelby

Un tubo de pared delgada es atornillado a un aditamento (llamado cabeza de tubo Shelby), que es acoplado a las barras de perforación Un O ring o empaque que provee un sello entre el tubo y la cabeza, una válvula check acoplada en la cabeza evita que el agua acumulada en el interior de las barras empuje a la muestra durante el ascenso, su aplicación es más satisfactoria en suelos cohesivos (figura 6).

Operación de muestreo

En suelos firmes a medianos el tubo, es hincado en el suelo por el sistema hidráulico de la perforadora rotaria usando el peso de la perforadora como reacción. Se debe tener cuidado de que el muestreador no sea bajado una longitud mayor que la del tubo; Los suelos suaves son difíciles de muestrear y de retener por que no tienen suficiente fuerza para empujar la columna de fluido para que pase a través de la válvula check; en suelos medianos cohesivos y duros a veces se utilizan otros métodos.



MUESTREADOR DE TUBO SHELBY

FIGURA 6

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Muestreador de pistón estacionario

Es un tubo de pared delgada acoplado a un aditamento que contiene un pistón el cual es acoplado a una serie de barras que pasan por adentro de la tubería de perforación, hasta la superficie, cuando el pistón está en la punta del tubo evita que entre el azolve mientras el tubo es llevado al fondo del barreno, y este pistón también permite quitar el material cuando existe material derrumbado de las paredes del barreno, este muestreador es usado en suelos suaves y firmes (figura 7).

Muestreo

La barra conectada al pistón se mantiene fija en la superficie mientras el sistema hidráulico de la perforadora hince el tubo y el pistón estando estático pasa al otro lado del tubo mientras este es bajado; cuando la reacción del peso de la perforadora no es suficiente esta puede ser anclada por medio de anclas de tierra, en este tipo de muestreadores usados correctamente, se crea un fuerte vacío para retener la muestra del tubo durante la elevación del muestreador.

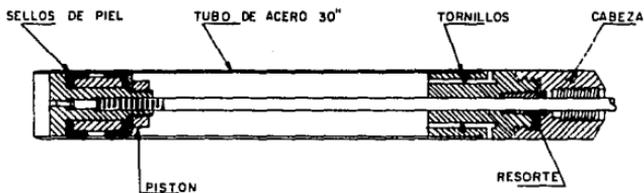
Muestreador hidráulico de pistón Osterberg

El muestreador

Una pieza acoplada al tubo de pared delgada contiene un pistón fijo y un pistón actuante, una abertura en la cabeza de esta pieza permite aplicar presión de fluido al pistón actuante en la cabeza del tubo, este muestreador se usa en suelos suaves a un poco más firmes (figura 8).

Muestreo

Se aplica presión al pistón actuante el cual presiona el tubo abajo del pistón fijo hincándolo así en el suelo, la ventaja de este muestreador es que el pistón actuante elimina las barras interiores del muestreador de pistón estacionario y así la posibilidad de un sobreempuje.



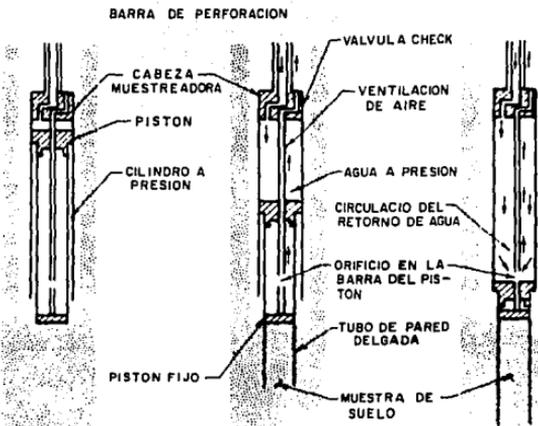
MUESTREADOR DE PISTON ESTACIONARIO

FIGURA 7

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN



OPERACION DEL MUESTREADOR DE PISTON OSTERBERG.

FIGURA 8

GEOTECNIA DEL PROYECTO
 CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES
 RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Greer Mc Cleeland (pistón de corte de presión actuante)

Este muestreador es prácticamente igual al muestreador Osterberg excepto que el tubo está retenido al pistón por unos pernos, lo que permite que la presión del fluido llegue a un valor alto antes de soltarse los pernos, el muestreador puede ser usado en suelos blandos y en arenas sueltas, en estas últimas la alteración es inevitable, la densidad aparente del estrato puede obtenerse midiendo el peso total de la muestra con el tubo y asumiendo el volumen con el diámetro o la carrera que tuvo el muestreador, con el muestreador de cortante el tubo siempre tendrá una buena recuperación debido al gran empuje obtenido.

BARRILES MUESTREADORES DE DOBLE TUBO

Propósito:

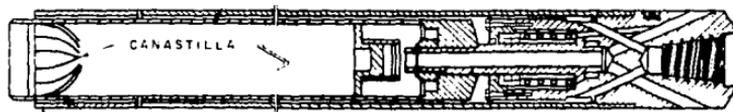
Son usados para obtener muestras inalteradas en suelos abrasivos duros y en roca suave.

Barril muestreador Dennison:

El muestreador (figura 9).

El muestreador consta de un barril rotatorio externo y una broca que contienen a un barril fijo interno con un tubo delgado interior como se aprecia en la figura, la zapata cortadora en el barril interior puede ser ajustada para que sobrepase la broca del barril exterior, los tubos delgados interiores pueden ir desde el calibre 12 a más gruesos y pueden ser de acero, bronce u otro material, hay varios tipos de brocas para este barril dependiendo de los materiales a cortar y su dureza para obtener muestras en diámetros de 2 3/8" a 6 15/16" los muestreadores varían en longitud de 2 a 5 ft.

TUBO INTERIOR DE ACERO INOXIDABLE, PLASTICO
O BRONCE DE 2 a 5 ft



ZAPATA DE TUBO INTERIOR

BRONCE DE CARBURO DE TUNGSTENO O DIENTES DE SIERRA

BARRIL DENISON

FIGURA 9

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Operación de muestreo

Durante la perforación se aplica presión y rotación por medio del mecanismo hidráulico y de rotación de la máquina, mientras que la broca en el barril exterior corta el suelo por medio de rotación, el barril interior se mantiene sin rotación por la fricción que produce la muestra a la entrada a este, cuando el barril ha llegado a la profundidad, se extrae del barreno se desatornilla la broca y también la zapata interior, se extrae el tubo de pared delgada el cual es retenido en el tubo interior por medio de fricción, o con un retenedor de muestra del tipo de canasta, la extensión de la zapata cortadora por debajo de la broca es ajustable, la máxima extensión es usada en materiales relativamente sueltos, en materiales duros la zapata se mantiene a la misma altura que la broca.

Muestreador de resorte

La operación del muestreador de resorte es similar a la del barril dennison, excepto que en este barril el ajuste es un que resorte se extiende y se contrae por medio de la dureza del suelo dando así diferentes distancias entre la broca y la zapata del barril interior, debido a su ajuste con la dureza del terreno este muestreador es particularmente bueno en suelos de dureza combinada. (figura 10).

MÉTODOS VARIOS DE MUESTREO

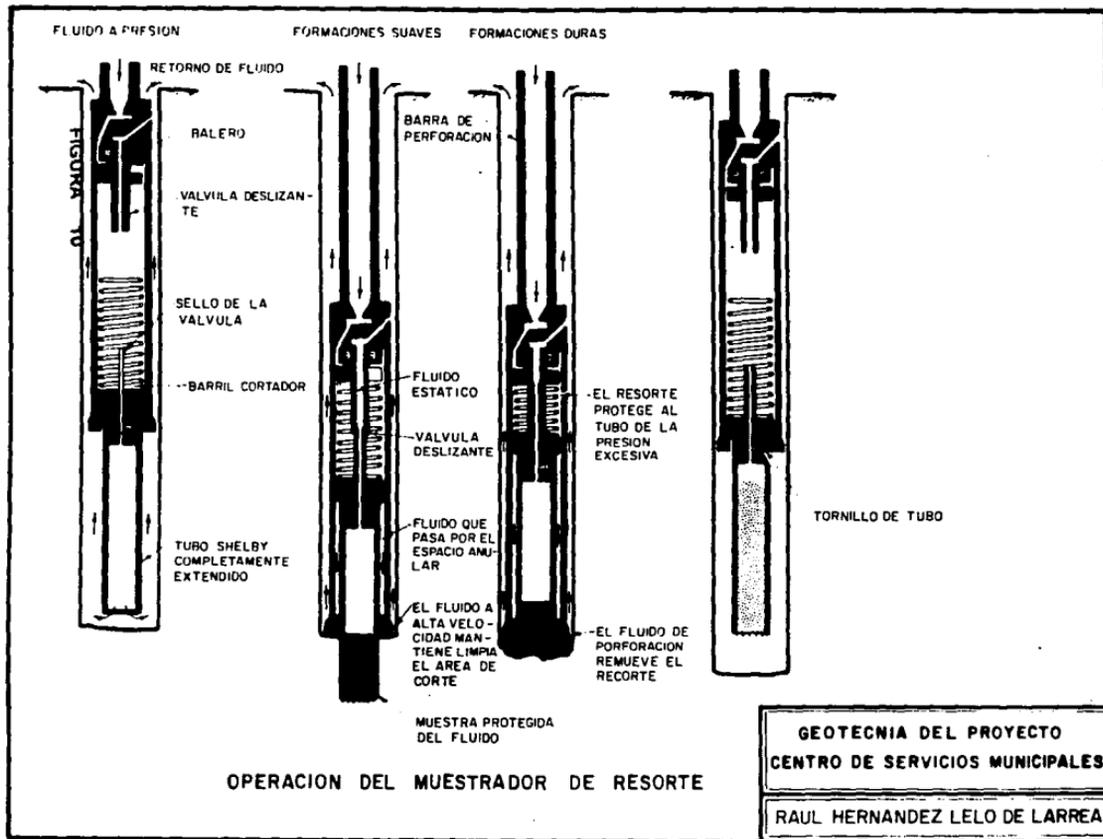
Muestras lavadas

Son cortes completamente alterados que se obtienen durante el avance de la perforación, que son llevados a la superficie por medio del fluido de perforación, son captados por medio de bolsas o manualmente, estas muestras solo indican el tipo de material por el que se esta atravesando.

Muestreo con Helicoidal

Son muestras completamente alteradas obtenidas por medio de la helicoidal, cuando esta es extraída del barreno, en suelos cohesivos estas son útiles para identificación de suelos, contenido de humedad e índice de plasticidad.

FALLA DE ORIGEN



MUESTREO EN ROCAS

Objetivos:

El muestreo en rocas está diseñado para obtener muestras intactas y un alto porcentaje de recuperación.

Equipo:

Máquina perforadora Rotaria, barras de perforación, barril muestreador, bomba de lodos, broca para el corte.

Operaciones:

Se aplica Rotación y presión hidráulica al barril a través de las barras de perforación, se provoca un flujo de agua por medio de la bomba de agua a través de una cabeza rotaria por lo que el agua baja al barreno por el interior de las barras, y regresa por el espacio existente entre las paredes del barreno y el exterior, de la tubería este fluido de perforación se usa con el fin de enfriar la broca.

Inicio del muestreo.

Cuando se encuentra roca en un barreno, las corridas iniciales generalmente son cortas debido a que las rocas superficiales generalmente están fracturadas o más suaves, a medida que mejoran las condiciones de la roca se pueden hacer corridas más largas.

Velocidad de rotación del barril

Esta se maneja en un rango de 50 a 1750 rpm, la velocidad de rotación es función del diámetro de la broca y de la calidad de la roca, las velocidades lentas se usan en roca suave y muy fracturada, las altas en roca dura, si se producen grandes vibraciones la velocidad de rotación debe ser reducida, o la recuperación de muestra será seriamente afectada.

Presión del fluido de perforación

La presión del fluido de perforación debe ser la mínima requerida para transportar el recorte adecuadamente a la superficie, y así evitar la erosión en las paredes del barreno.

La falta de fluido de perforación puede resultar en:

Bloqueo del barril de perforación, esto pasa en zonas arcillosas y consiste en que se bloquea la punta del barril muestreador y ya no permite la entrada de la muestra.

Perdida de fluido, esto sucede en cavernas, en suelos granulares en fallas y en zonas muy fracturadas.

Bloqueo del barril muestreador :

Si la perforación continua después de que se bloquea el barril muestreador, resulta en que las condiciones de perforación se vuelvan forzadas, los indicadores de este tipo de problema son vibraciones muy fuertes en las barras, una disminución marcada en la velocidad de penetración, acompañada por un aumento en la aceleración del motor, el fluido de retorno lleva más recorte de lo normal y aumenta la presión en el fluido de circulación.

Recuperación de las muestras

Las muestras son extraídas del barril muestreador y son guardadas en cajas de madera exactamente como se recuperaron, se ponen espaciadores de madera para separar cada corrida, se anotan las profundidades en estos espaciadores, se examina la muestra y se prepara una columna detallada de la estratigrafía.

Barriles muestreadores.

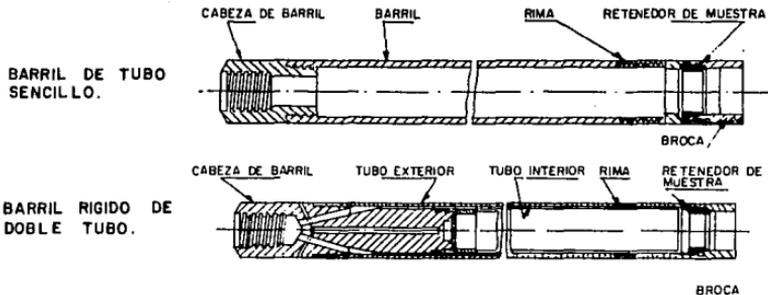
La selección del barril se basa en las condiciones de la roca a ser muestreada y en la cantidad y calidad de la muestra requerida.

Longitudes

Los barriles muestreadores varían en longitud de 2 a 20 ft siendo los más comunes los de 5 y 10 ft.

Tipos de barriles (figura 11).

- Barril de tubo sencillo**
- Barril rígido de doble tubo**
- Barril tipo swivel de doble tubo**



BARRILES DE TUBO SENCILLO Y TUBO RIGIDO DOBLE.

FIGURA 11

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Brocas para núcleo

Los tipos de brocas para núcleo se basan en los tipos de material a ser perforado, existen las brocas de dientes de sierra, las brocas de insertos de carburo de tungsteno y las brocas de diamante.

Vías de agua

Las vías de agua son conductos para el paso del agua, se requieren para el enfriamiento de la broca, las vías de agua convencionales son ranuras hechas en la superficie de corte de la broca, esto da como resultado un aumento de diámetro en el barreno, en rocas suaves; La descarga de agua en el fondo debe ser usada en roca suave y en roca empacando suelo en sus fracturas, la descarga ocurre entre la camisa de metal separando la muestra del fluido de descarga y así protegiendo a esta de la erosión.

Medidas más comunes de las brocas

Los diámetros más pequeños son usados para identificación de roca y en roca sana y de buena calidad, pero cuando se requiere una buena recuperación de núcleo en todo tipo de roca se usa el diámetro NX, o mayor diámetro, en roca suave y fracturada la recuperación de núcleo es aumentada con diámetros más grandes y comunmente es usado el diámetro NX.

Rimadores

Son unas piezas que van inmediatamente después de las brocas, con estas se aumenta sensiblemente el diámetro del barreno para evitar mayor desgaste a la broca durante las operaciones de meter y sacar la tubería, estos consisten en unas tiras de diamante o carburo de tungsteno incrustadas en el rimador.

Tipos de brocas

Brocas de dientes de sierra

Las brocas de dientes de sierra son las más económicas, estas tienen una serie de dientes que están impregnados de carburo de tungsteno en la cara de corte, son usadas principalmente para nuclear roca muy suave y suelos.

Brocas con insertos de carburo de tungsteno

Son dientes de carburo de tungsteno insertados en una matriz metálica, son usadas en roca suave, mediana y dura.

Brocas de diamante

Son el tipo más común, se obtienen recuperaciones de muy buena calidad en todo tipo de rocas suaves y duras. El núcleo es más rápido y se obtienen mejores recuperaciones que con otro tipo de brocas. Los diamantes son empotrados en la superficie de una matriz metálica, la matriz metálica también puede ser impregnada con chispas de diamante, existen varios diseños dependiendo del tipo de roca a perforar, estos varían en la calidad, tamaño espaciamiento de los diamantes, las caras de corte, el número y localización de las vías de agua.

B).-EXPLORACION DEL SITIO EN ESTUDIO METODOS USADOS.

IDENTIFICACION DE LOS MATERIALES EN CAMPO

De acuerdo a la distribución de los sondeos y pozos a cielo abierto, se llevo a cabo la exploración en los sondeos previamente programados por el método de penetración estándar, debido a que en los primeros dos metros se obtuvieron muestras cubicas inalteradas por medio de las excavaciones de pozos a cielo abierto, estas serán más representativas por ser de tipo inalteradas y poderseles practicar las pruebas mecánicas de expansión libre y controlada debido a que existe un estrato de arcilla expansiva, también se harán la prueba triaxial y la de compresión simple.

En el primer sondeo se encontró en la parte superficial depósitos limo arenosos hasta los 2.40 m de profundidad, de esa profundidad en adelante fueron encontrados estratos de arena de una compacidad media a alta, en algunos casos se encontraron grandes boleos de roca basáltica empacados en los estratos de arena, los cuales no pudieron ser atravezados por la herramienta de penetración estándar y estos fueron muestreados con muestreador de barril doble giratorio, para poder ser atravezados, a profundidades subyacentes se uso la herramienta de penetración estándar obteniendo la arena a una compacidad igual lo que nos indica que los boleos son aislados y predomina la arena y la grava.

El muestreo obtenido físicamente en los anteriores sondeos y pozos a cielo abierto será llevado a laboratorio para hacer las pruebas necesarias para diseño.

CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

A).-Relaciones volumétricas y gravimétricas auxiliares al cálculo

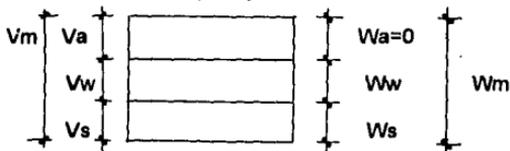
Relaciones Volumétricas y gravimétricas

Estas relaciones son indicadores para el uso en pruebas mecánicas y en pruebas índice, son muy necesarias debido a que estas se convierten en unidades de algunas pruebas.

El suelo está considerado tener 3 fases:

Fase sólida
Fase líquida
Fase gaseosa

En el caso en que el suelo este completamente saturado se considera que solo tiene la fase líquida y la fase sólida.



Del esquema anterior la nomenclatura tiene el siguiente significado:

V_m =Volumen total de la muestra
 V_s =Volumen de sólidos
 V_v =Volumen de vacíos de la muestra de suelo
 V_w =Volumen de la fase líquida
 V_a =Volumen de la fase gaseosa
 W_m =peso total de la muestra
 W_s =peso de la fase sólida de la muestra
 W_w =peso de la fase líquida de la muestra
 W_a =peso de la fase gaseosa de la muestra

En las arcillas la fase sólida nunca es posible definirla con exactitud, debido a que el agua adsorbida en las moléculas no es posible evaporarla con el secado de la muestra.

La relación entre pesos y volúmenes se lleva a cabo por medio del concepto de peso específico es decir la relación entre el peso y el volumen de la muestra.

γ_o = Peso específico del agua destilada, a 40 C. de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones de trabajo.

γ_m = Peso específico de la muestra.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

γ_s = Peso específico de sólidos

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

S_m = peso específico relativo

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua destilada a 40C. y a la presión atmosférica en el nivel del mar.

S_s es el peso específico relativo de la fase sólida

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

Relaciones Fundamentales:

Relación de vacíos, Oquedad o índice de porosidad

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

La relación varía de 0 en una muestra sin vacíos y a ∞ en un espacio vacío.

Porosidad

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra se expresa en porcentaje.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Esta relación varía de 0 en un suelo con fase sólida a 100% en un espacio vacío.

Grado de saturación

Es la relación entre el volumen del agua y el volumen de vacíos se expresa en porcentaje.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

varía de 0 en un suelo seco a 100% en un suelo totalmente saturado.

Contenido de humedad

Es la relación entre el peso del agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida se expresa en porcentaje.

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Varía de 0 a ∞ teóricamente, en la práctica tiene valores muy altos en algunos casos se han registrado contenidos de humedad de 1400% en algunas arcillas japonesas.

Grado de saturación de aire

Es una magnitud de poco uso práctico respecto a las anteriores, se define como el volumen del aire entre el volumen de vacíos.

$$Ga(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100$$

En la figura 12 se presenta el registro de campo para la clasificación de la recuperación de las muestras.

En la figura 13 se presenta el registro de la clasificación visual y al tacto de los materiales en laboratorio.

ANALISIS GRANULOMETRICO

Por un tiempo se creyó que las propiedades ingenieriles de un suelo se basaban en su mayor parte en la distribución de los tamaños de las partículas, esto no es del todo cierto, solamente en suelos gruesos, cuya granulometría se puede determinar por mallas, la granulometría puede revelar algo respecto a las propiedades ingenieriles del material, en efecto los suelos bien graduados con una amplia gama de tamaños, tienen un comportamiento ingenierilmente más favorable, que los que tienen granulometría uniforme.

En suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico se define por la compacidad de los granos y su orientación características que destruye totalmente la prueba, lo que sería deseable sería un procedimiento que definiera las características sin cambiar su estructuración.

En suelos finos en estado inalterado, las propiedades hidráulicas y mecánicas del suelo dependen a tal grado de su estructuración e historia geológica que resulta inútil el conocimiento de su granulometría.

Representación de la distribución granulométrica

La representación gráfica siempre será preferible a la representación numérica, la gráfica granulométrica tiene los porcentajes de suelo de un tamaño como ordenadas y los tamaños de las partículas como abscisas, esta representación se hace en escala semilogarítmica.

La forma de la curva da una idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; Un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical pues el 100% de las partículas en peso es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea. Una curva muy tendida indica una gran variedad de tamaños (suelo bien graduado).

Como una medida de la uniformidad del suelo Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$Cu = \frac{D_{10}}{D_{60}}$$

En donde:

D60=es el tamaño tal que el 60% en peso del suelo sea igual o menor.

D10=Llamado por Hazen diámetro efectivo;es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

En realidad la relación es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta, los suelos con $Cu < 3$ se consideran muy uniformes y aun las arenas muy uniformes rara vez presentan coeficientes menores $Cu < 2$.

Para definir la graduación del suelo se define como dato complementario el coeficiente de curvatura:

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados.

A partir de las curvas granulométricas descritas es posible encontrar la curva correspondiente a la función :

$$Y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

Donde p es el porcentaje en peso de las partículas entre D y $10D$ siendo D el tamaño correspondiente, la curva anterior se dibuja en escala semilogarítmica y se denomina el histograma del suelo y representa la frecuencia con la que se presentan en ese suelo partículas de determinado tamaño. El área bajo la curva representa la totalidad de las partículas del suelo (figura 14).

Análisis Mecánico

Bajo este título se comprenden todos los métodos para la separación del suelo en sus diferentes tamaños, de los cuales el único que merece atención es el de la separación por cribado de mallas, debido a que es el más usual y la fracción correspondiente a finos es medida preponderantemente por medio de muestras inalteradas, respecto a sus propiedades mecánicas por lo que el medio del hidrómetro a pesar de su importancia es usado con menos frecuencia que el método de mallas, el método de cribado se usa para obtener las fracciones correspondientes de los tamaños mayores del suelo, generalmente se llega a separar hasta el tamaño de la malla 200, la muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices, la cantidad de suelo retenida en cada malla se pesa y el porcentaje que representan respecto al peso del total se suma a los porcentajes retenidos, en todas las mallas de mayor tamaño.

El paso de finos a través de la malla 200 suele requerir agua para ayudar a su paso lo que se ha llamado la prueba de lavado de finos. (figura 15).

MEDIDAS DE MALLAS

TYLER ESTANDAR		U.S. BUREAU OF STANDARDS	
MALLA	ABERTURA M.M.	NUMERO	ABERTURA M.M.
	3"		4"
	2"		2"
-			1"
-			3/4"
-			1/2"
-			3/8"
	3		1/4"
	4		-6-
	6		-8-
	8		10*
	9		-12-
	10		-16-
	14		20*
	20		-30-
	28		40*
	35		-50-
	48		60*
	60		-70-
	65		100*
	100		-140-
	150		200*
	200		-270-
	270		-400-
	400		

En general no se usan todas las mallas para definir la curva granulométrica sino solo las marcadas con asterisco, en la siguiente pagina se presenta el registro para pruebas granulométricas en laboratorio y una gráfica de los resultados obtenidos en el presente proyecto.

GRANULOMETRIA POR MALLAS
 ABSORCION Y DENSIDAD DE GRAVAS
 ENSAYE Y CALCULO

OBRA _____

NO. _____

SONDEO _____

MUESTRA _____

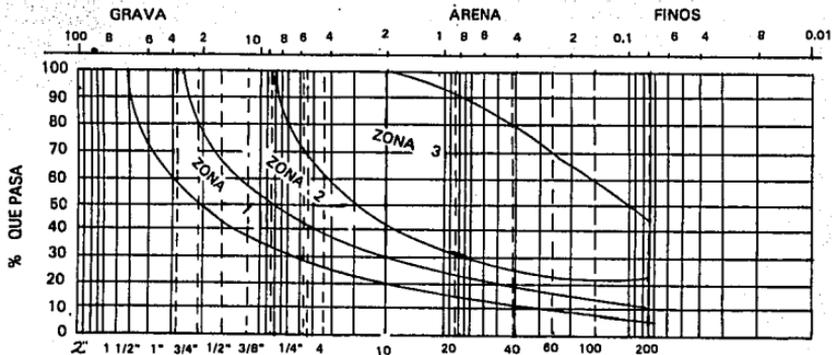
PROFUNDIDAD _____ m

FECHA _____

OPERADOR _____

PESO INICIAL = _____ GRAVA = _____ %
 ARENA = _____ %
 FINOS = _____ %

MALLA	ABERTURA	RETENIDO PARCIAL	PORCIENTO PARCIAL	PORCIENTO QUE PASA ACUMULADO	MALLA	ABERTURA	RETENIDO PARCIAL	PORCIENTO PARCIAL	PORCIENTO QUE PASA ACUMULADO
NO	MM	GR	%	%	NO	MM	GR	%	%
2"	50.8				10	2			
1 1/2"	38.1				20	0.84			
1"	25.4				40	0.42			
3/4"	19.05				60	0.25			
1/2"	12.7				100	0.148			
3/8"	9.523				200	0.074			
1/4"	6.35					FINOS			
4	4.78					TOTAL			
TOTAL									



ABSORCION Y DENSIDAD DE GRAVAS

SUELO HUMEDO = _____ GR
 SUELO SECO = _____ GR
 AGUA ABSORBIDA (W_{ad} - W_s - W_a) = _____ GR

VOLUMEN DESALOJADO (V) = _____ CM³
 W_s = _____ GR

ABSORCION $W_w/W_s \times 100 =$ _____ %

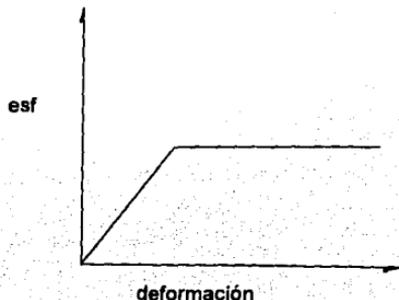
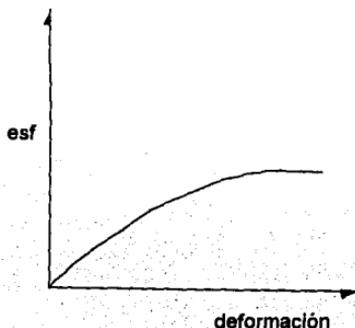
DENSIDAD RELATIVA APARENTE $M_s/V =$ _____

FIGURA 14

FALLA DE ORIGEN

PLASTICIDAD

Los suelos al ser remoldeados adoptan una consistencia llamada plástica, rápidamente se reconoció que existe una relación directa entre la plasticidad y las propiedades físicas y químicas de las arcillas, lo cual es determinante en el comportamiento mecánico, posteriormente se comprobó que la plasticidad del suelo era debida en gran parte a sus partículas más finas de forma laminar, lo que ejerce una influencia importante en la compresibilidad y su pequeño tamaño produce una baja permeabilidad, por otro lado se ha desarrollado el concepto de plasticidad fundandose en las características esfuerzo deformación de los materiales, la curva esfuerzo deformación depende de las características del material con que se trabaje, esto ha dado características comunes a todos los materiales en ciertos intervalos de carga, si la relación esfuerzo deformación es reversible a esto se le llama comportamiento elástico del material, cuando la carga es incrementada y la relación esfuerzo deformación ya no es reversible se llama comportamiento plástico, existen los puntos de fluencia (de tensión y compresión), teniendo el material comportamiento elástico mientras se mantenga en estos límites, estos puntos pueden ser constantes en algunos materiales, pero para materiales donde haya endurecimiento progresivo de las partículas estos puntos de fluencia cambian, en las grafica se muestra el comportamiento real y el comportamiento idealizado de las partículas.



En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad de un material como la propiedad por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Los experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldchmidt han revelado que la plasticidad se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos de agua, que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua.

Estados de consistencia - Límites de plasticidad

Para medir la plasticidad de las arcillas Atterberg desarrolló un método el cual indica que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas sino que depende de su contenido de agua, de lo que se concluye que un suelo según su contenido de agua, y susceptible de ser plástico puede presentar los siguientes estados según Atterberg:

1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

2.- Estado semilíquido, con propiedades de fluido viscoso.

3.- Estado plástico estado en el que el suelo se comporta plásticamente.

4.- Estado semisólido, en el que el volumen del suelo tiene la apariencia de un sólido pero su volumen disminuye al ser secado.

5.- Estado sólido, en el que el volumen del suelo no varía con el secado.

Atterberg definió al límite líquido como la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico, pero su método tenía algunos errores subjetivos por lo que más adelante se verá el método de determinación usado actualmente.

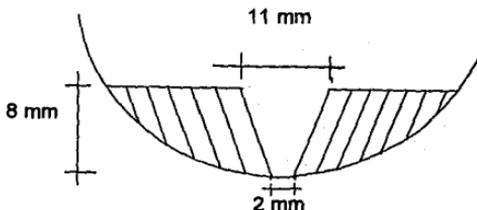
La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamado por Atterberg y también fue definido por un procedimiento de laboratorio llamado límite plástico, a las fronteras anteriores que definen el intervalo plástico se les ha llamado límites de plasticidad.

A la diferencia entre los valores del límite líquido y el límite plástico se le ha llamado índice plástico.

$$I_p = LL - L_p$$

Determinación del límite líquido

El límite líquido se determina usando la copa de Casagrande, el cual es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material, un excéntrico hace que la copa caiga periódicamente golpeándose contra la base del dispositivo que es de hule micarta, la altura de caída es de 1 cm por especificación, la copa es esférica con radio interior de 5cm un espesor de 2 mm y un peso de 200 g \pm 20 g, se coloca el suelo sobre la copa y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la figura.



Para hacer la ranura debe usarse un ranurador laminar, el límite líquido corresponde al contenido de agua para el cual la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm con 25 golpes de la copa a razón de 2 golpes por segundo, de hecho el límite líquido se determina conociendo 3 o 4 contenidos de agua con sus respectivos números de golpes, de el trazado de esta curva en escala semilogarítmica se convierte en una recta en el intervalo de 6 a 35 golpes, en esta recta la abcisa de 25 golpes que se intersecta con la curva de fluidez es la correspondiente ordenada del contenido de humedad correspondiente al límite líquido, la fuerza en el suelo que se opone a la fluencia de este es la resistencia al esfuerzo cortante, por lo que el número de golpes para cerrar la ranura es una medida de esta, correspondiente a su contenido de agua en el momento de la prueba, de lo anterior se deduce que la resistencia de todos los suelos en el límite líquido debe ser la misma siempre y cuando el impacto solo deforme, esto solo ocurre en suelos arcillosos. En suelos arenosos la fuerza de impacto produce un flujo hacia la ranura lo que reblandece las paredes, disminuyendo así su resistencia al esfuerzo cortante por lo que en estos suelos el contenido de agua ya no representa una resistencia al corte definida (figura 16).

LIMITES DE CONSISTENCIA
ENSAYE Y CALCULO

OBRA _____ NO. _____
SONDEO _____
MUESTRA _____
PROFUNDIDAD _____
FECHA _____
OPERADOR _____

CONTRACCION LINEAL
BARRA No _____
LONGITUD INICIAL _____ CM
LONGITUD FINAL _____ CM
CONTRACCION SECADO _____ CM
CONTRACCION LINEAL _____ %

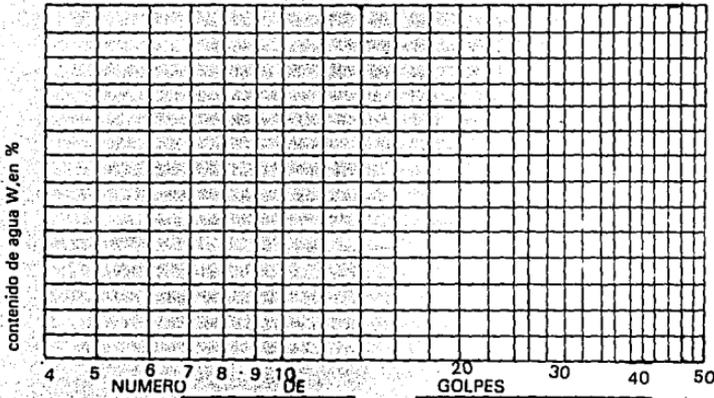
CAPSU	PESO	CAPSULA	CAPSULA	AGUA	SUELO	CONTENIDO	NUMERO
	CAPSULA	SUELO	SUELO	HUMEDO	SECO	DE AGUA	DE
No	GR	GR	GR	GR	GR	%	GOLPES

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

LIMITE LIQUIDO							

LIMITE PLASTICO

CLASIFICACION: _____



CLASIFICACION S.U.C.S. _____

L.L. _____ %
L.P. _____ %
I.P. _____ %

Wi: _____

Cr: _____

FIGURA 16

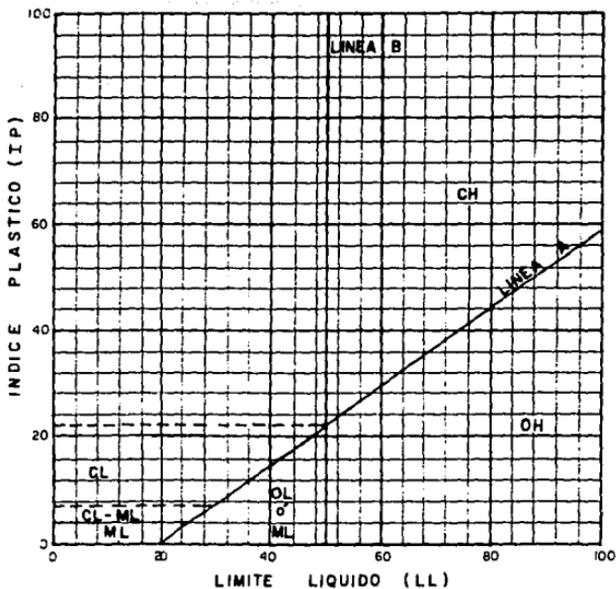
FALLA DE ORIGEN



Determinación Actual Del Límite Plástico

El límite plástico se determina haciendo rollitos de suelo, rolados en una superficie que absorba la humedad, al llegar a los 3 mm de diámetro empieza su agrietamiento y desmoronamiento, el contenido de humedad de la muestra en ese momento es el correspondiente al límite plástico e inmediatamente después el suelo es pesado y secado para determinar ese contenido de humedad.

Con la gráfica de índice plástico y límite líquido, se elabora la carta de plasticidad, con la que de acuerdo a los valores de estos dos parámetros el suelo recibe una clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. A continuación se presenta un registro de laboratorio con el que se puede corroborar el procedimiento de la prueba y la carta de plasticidad para la determinación de la clasificación SUCS (figura 17).



CARTA DE PLASTICIDAD COMO SE USA PARA EL SISTEMA S.U.C.S.

FIGURA 17

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Sistema Unificado de Clasificación de suelos

Este sistema distingue los suelos gruesos de los suelos finos a través del cribado por la malla # 200.

Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas en peso son gruesas y fino si más del 50% de sus partículas son finas.

Los suelos gruesos se dividen en gravas (G) y arenas (S) estas se separan por medio de la malla # 4, si más del 50% en peso pasa por la malla # 4 es arena y si pasa menos del 50% es grava.

Las arenas se subdividen en 4 grupos

Material limpio de finos y bien graduado (W) esto da lugar a los grupos GW y SW.

Material limpio de finos y mal graduado (P) esto da lugar a los grupos GP y SP.

Material con cantidad apreciable de finos no plásticos M (del sueco Mo o Mjäl) y da lugar a los grupos GM y SM.

Material con cantidad apreciable de finos plásticos C(clay) da lugar a los grupos GC y SC

Grupos GW y SW

En estos grupos su cantidad de finos no debe ser mayor del 5%, la graduación del material granular se juzga en laboratorio por medio del coeficiente de uniformidad y el de curvatura obtenido en el análisis granulométrico, para que la grava sea considerada bien graduada el coeficiente de uniformidad debe ser mayor de cuatro y el de curvatura estar entre 1 y 3, para el caso de las arenas el coeficiente de uniformidad será mayor que 6 y el de curvatura estará en los mismos límites de la grava, en caso de no cumplir lo anterior serán suelos GP y SP.

Grupos GM y SM

Si más del 12% en peso de las partículas son finas, esto puede tener influencia en el comportamiento mecánico, por lo que se hacen las pruebas de plasticidad, en estos grupos la plasticidad varía de nula a media y es requisito que los límites de plasticidad se localicen en la porción que pasa por abajo de la malla #40, estén abajo de la línea A en la carta de plasticidad o que su $I_p > 4$.

Grupos GC y SC

Igual que el grupo anterior el contenido de finos debe ser mayor del 12% en peso, pero en este grupo los finos son de media a alta plasticidad y es necesario que la fracción que pasa por la malla # 40 esté situada sobre la línea A de la carta de plasticidad y que $I_p > 7$.

A los suelos gruesos con contenido de finos entre el 5 y 12% el SUCS los considera casos frontera adjudicándoles un símbolo doble ejemplo: GP-GC indica grava mal graduada con contenido de finos entre 5 y 12%. Si un material no cae claramente dentro de un grupo se le adjudicará un símbolo doble.

Suelos Finos

Grupos CL y CH

El grupo CL comprende la zona sobre la línea A de la carta de plasticidad definida por : $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$

El grupo CH corresponde a las zonas arriba de la línea A y $LL > 50\%$

Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A con $LL < 50\%$ e $I_p < 4$ el grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A en la carta de Plasticidad con $LL > 50\%$ las arcillas de tipo caolin caen en esta zona, los suelos finos que caen en la línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo CL-ML.

Grupos OL Y OH

Estos grupos se pueden considerar iguales a ML y MH siendo orgánicos y están siempre cerca de la línea A.

Grupos Pt

El límite líquido de estos grupos suele estar de 300% a 500% y su índice plástico varía entre 100% y 200% similarmente al caso de los suelos gruesos cuando un material fino no cae claramente en alguno de los grupos, se usarán símbolos dobles de frontera, por ejemplo MH-CH representará suelo fino con $LL > 50\%$ por lo que el material queda situado sobre la línea A de la carta de plasticidad figura 12.

Pruebas De Compresión Triaxial De Resistencia Al Esfuerzo Cortante.

Son las pruebas más usadas para determinar las características esfuerzo deformación en los suelos, estas son pruebas en las que se pueden variar en 3 direcciones ortogonales las presiones actuantes sobre los suelos, en realidad buscando sencillas en la realización de las pruebas los esfuerzos actuantes en dos direcciones son iguales, los especímenes son generalmente cilíndricos, estos esfuerzos son aplicados por medio de líquidos del cual se protegen con una membrana impermeable, la muestra se coloca en el interior de una cámara, en las bases de la muestra se colocan piedras porosas cuya comunicación al exterior puede establecerse a voluntad con unos tubos de plástico, el agua en la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por medio de un compresor, la carga axial se transmite por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y se transmite en todas direcciones, tanto lateral como axialmente, en las bases del espécimen actuara además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primera triaxial desarrollada se hizo de la siguiente forma: Se lleva la muestra a una presión hidrostática determinada lo que se traduce en un esfuerzo en todas direcciones (σ_c) se le aplica una presión al vástago (P) y el esfuerzo axial es: $\sigma_a = \sigma_c + P$.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 , a los esfuerzos principales mayor intermedio y menor. La presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor σ_1 los esfuerzos intermedio y menor son iguales y quedan dados por la presión lateral, en una prueba de extensión el esfuerzo menor siempre será el axial σ_3 y el mayor y el intermedio estarán dados por la presión del fluido.

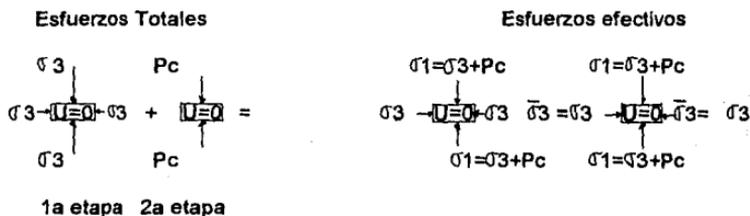
El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra.

Prueba Triaxial Consolidada Lenta

Los esfuerzos actuantes en esta prueba son efectivos durante todo el desarrollo de esta, esto se logra permitiendo el drenaje libre y con esto la completa consolidación del suelo en los distintos estados de esfuerzos a los que se somete.

En la primera etapa la muestra es sometida en todas direcciones a la presión de agua (σ_3) y en la segunda etapa la muestra se lleva a la falla con incrementos de carga axial (P), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento.

El esfuerzo total axial de la falla será designado por: $\sigma_1 = \sigma_3 + P_c$ donde P_c se denomine esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador, P_c mide la resistencia a la compresión en esta prueba.



En la primera etapa el espécimen se sujeta al esfuerzo total σ_3 , y por haberse permitido la consolidación total la presión neutral $U_n=0$ y como U_h se considera 0, $U=0$.

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador de falla P_c , la suma de las dos etapas anteriores conduce a la etapa final una de esfuerzos totales y otra de esfuerzos efectivos, los resultados son mostrados con la solución gráfica de Mohr el círculo 1 será el correspondiente a la presión que tenía en el lugar σ_3 .

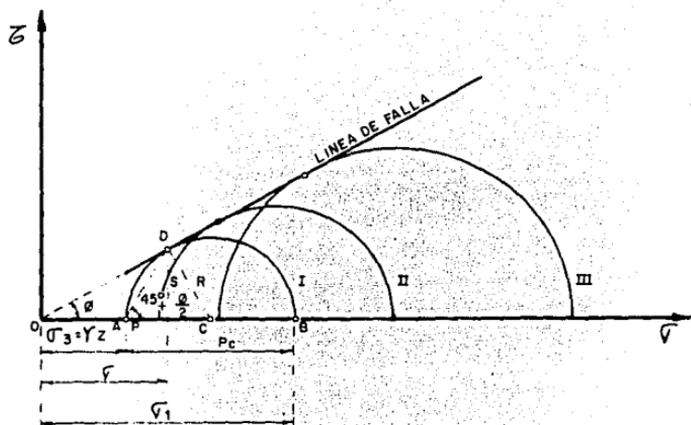
En este círculo S es la resistencia al esfuerzo cortante y σ el esfuerzo normal que obra en el plano de falla. Si con especímenes del mismo suelo se hacen pruebas con presiones de cámara creciente como se muestra en la figura se obtienen otros círculos, II y III y la envolvente de estos círculos en el intervalo de presiones resulta ser una recta que pasa por el origen y es el lugar geométrico de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, esta línea recibe el nombre de línea de falla y el ángulo ϕ que forma con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna del material.

Notese que al pasar por el origen la línea de falla del material, indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a su fricción interna.

$$S = \bar{\sigma} \tan \phi$$

En el círculo de Mohr el polo resulta sobre el eje horizontal correspondiente al esfuerzo principal menor σ_3 pues el esfuerzo principal mayor está actuando sobre el plano horizontal, por lo tanto esa dirección horizontal llevada por B, corta al círculo en el punto P, que coincide con el punto A uniendo el polo con el punto D se obtiene la dirección del plano de falla que forma un ángulo con la horizontal de $45 + \phi/2$ (figura 18).

La prueba de compresión también puede hacerse de manera que en lugar de aumentar el esfuerzo axial se disminuya el esfuerzo lateral, y ambos aumentando el esfuerzo axial y disminuyendo el lateral, sin embargo la disminución del esfuerzo lateral da un efecto de preconsolidación, debido a que a medida que la prueba progresa el espécimen tendrá esfuerzos menores que los anteriores por lo que esta se aplica a suelos preconsolidados.



TRIAxIAL CONSOLIDADA LENTA

FIGURA 18

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Prueba de Compresión Triaxial Consolidada Rápida

En esta prueba la distinción entre la primera etapa la de consolidación y la segunda etapa la de falla se establece más marcadamente que la prueba lenta.

Al principio el espécimen se consolida bajo la presión σ_3 y el esfuerzo llega a ser efectivo, a continuación se lleva el suelo a la falla con la aplicación de un esfuerzo desviador axial que actúa con la válvula cerrada, no permitiendo el drenaje y así evitando cualquier consolidación adicional, esto ocasiona que al aplicar el esfuerzo desviador se vaya desarrollando presión en el agua contenida en la muestra por lo que los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, serán disminuidos vertical y lateralmente por la presión del agua.

U será el valor alcanzado por la presión neutral en el momento de la falla.

La primera etapa es similar a la primera etapa de prueba lenta, la segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de la presión neutral en el agua y la resistencia a la compresión (P_c) que resulta mucho menor que en la prueba lenta (P_c), los esfuerzos totales (los aplicados) son ahora mayores que los esfuerzos efectivos y la diferencia es la presión neutral del agua U.

La gráfica del círculo de Mohr se puede trazar de dos formas: una a partir de los esfuerzos totales que son los resultados obtenidos y la otra a partir de los esfuerzos efectivos, para lo cual se necesita conocer la presión neutral U_n . Al ejecutar varias pruebas con distintas presiones de cámara siempre mayores que las que la muestra tenía podrán obtenerse 2 envolventes una para círculos de esfuerzo total y la otra para los círculos de esfuerzo efectivo.

Si en las pruebas rápidas consolidadas se midieran las presiones U_n se obtienen resultados con los que se concluye que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en la prueba lenta, en la figura se muestran los resultados de prueba rápida consolidada hecha a 3 especímenes (círculos I, II y III), también aparece el círculo de esfuerzos efectivos correspondiente al círculo I' y en el círculo I, se verifica que el círculo de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales tiene el mismo diámetro P_c (figura 19).

σ_3 y σ_1 se obtienen restando U a σ_3 y σ_1 lo que equivale a trasladar el círculo de falla a la izquierda una distancia U.

Como el círculo de esfuerzos efectivos puede razonablemente suponerse tangente a la línea de falla de la prueba lenta, se sigue que si se conoce esa línea el valor de U puede fácilmente ser estimado.

En la prueba triaxial rápida consolidada la envolvente de falla también es una recta y en terminos de esfuerzos totales se puede expresar:

$$S = \sigma \tan \phi'$$

Donde ϕ' es el ángulo aparente de fricción y es un parametro usado para determinar la resistencia en este tipo de prueba, a partir de los esfuerzos totales normales tambien aparentes pues no son los que el suelo soporta realmente en su estructura.

En terminos de esfuerzos efectivos la resistencia del suelo queda dada por :

$$S = \sigma' \tan \phi' = (\sigma - U) \tan \phi'$$

La diferencia entre los valores de ϕ y ϕ' depende del valor que llegue a alcanzar U en el instante de la falla.

De acuerdo a la figura (19) cuanto mayor sea U los círculos I y I' estarán más separados y ϕ' resultará menor para un suelo dado con un valor característico ϕ .

En arcillas consolidadas el valor de U depende de la sensibilidad de su estructura, si el suelo se tomara como un medio elástico el valor de U sería:

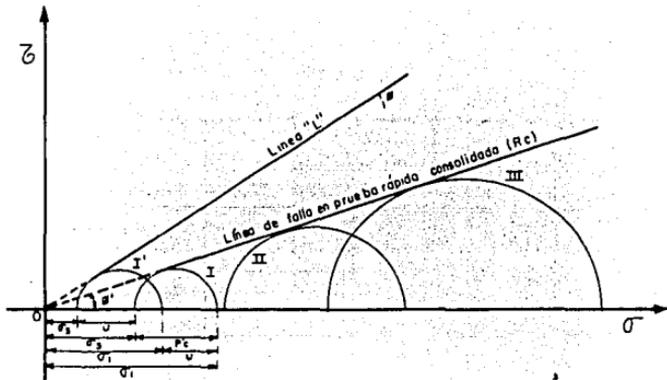
$$U = P'c/3$$

En realidad el comportamiento de los suelos no concuerda con la teoría elástica, sino que también existen efectos plásticos debidos a la perdida de estructuración que hace que dicha estructura transmita al agua lo que deja de tomar en presión efectiva.

Si $U = P'c$ los círculos de esfuerzo efectivo y total resultan tangentes. Si $U > P'c$ los círculos se separan haciendo que ϕ' disminuya mucho respecto a ϕ .

En la figura 20 se muestra un registro para la prueba en laboratorio y una grafica de deformacion - tiempo.

En la figura 21 se muestra el formato para graficar el esfuerzo normal con el tangencial , trazando los círculos de Mohr y la envolvente dando así ϕ .



PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA - CONSOLIDADA

FIGURA 19

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
ENSAJE Y CLACULO

FALLA DE ORIGEN

DEFORMACION EN MILIMETROS

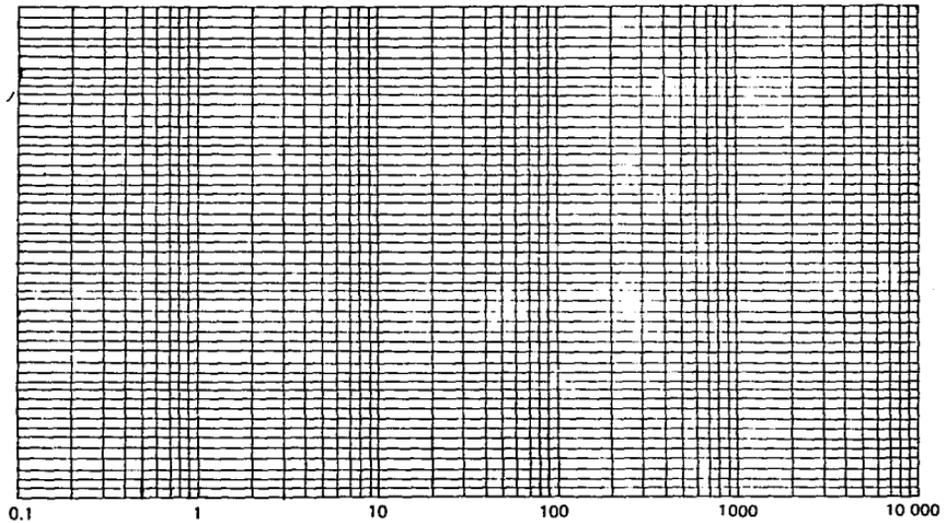


FIGURA 20

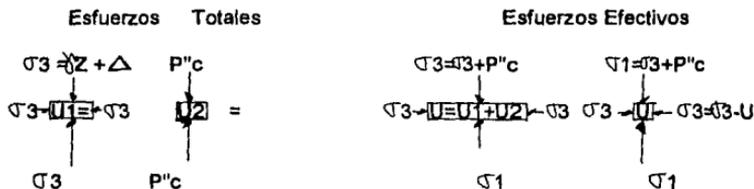
TIEMPO EN MINUTOS

Prueba de Compresión Triaxial Rápida

Esta prueba no permite drenaje ni en la etapa de presión de cámara ni en la de falla.

Se somete la muestra a la presión inicial δZ con el fluido de la cámara, la estructura del suelo tomará toda esa presión puesto que el suelo ya había estado sometido a ella, y al ser extraído adquiere un estado de tensiones que al volver a ser confinado pasa a un estado de presión nula, si la presión de cámara es mayor que la que el suelo tenía en la naturaleza, el exceso lo tomará el agua contenida en la muestra sin que modifique el grado de consolidación del espécimen, ni la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de presión aplicado a la cámara.

Cosecuentemente al no variar los esfuerzos efectivos la resistencia en el suelo (P^c)=cte, con cualquier presión de agua en etapa inicial.



En la primera etapa se supone que δZ es la presión que el suelo tenía en la naturaleza más un incremento arbitrario con lo que se desarrolla una presión neutral $U_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, P^c y al final de esta se desarrolla la presión neutral adicional U_2 por no haber drenaje en ningún momento.

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral $U = U_1 + U_2$ los esfuerzos efectivos serán los esfuerzos totales menos la presión neutral U .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - U = \sigma_3 - (U_1 + U_2) = (\delta Z + \Delta) - (\Delta + U_2) = \delta Z - U_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + P^c = \delta Z - U_2 + P^c$$

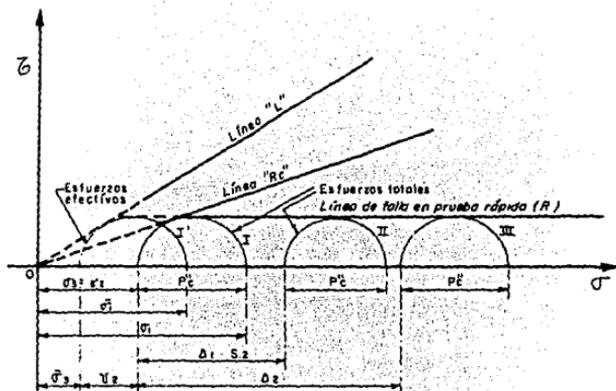
Por lo que se nota en las ecuaciones el valor de Δ no afecta los esfuerzos efectivos, solo depende de la presión a la que haya estado sujeta la muestra "in situ" (σ_z) y de la presión neutral U_2 .

Independientemente del número de pruebas que se hagan con diferentes, en lo que se refiere a esfuerzos efectivos se tiene un solo círculo y podría decirse que todas esas pruebas rinden la misma información que una prueba rápida consolidada en la que la presión sea igual a la que el suelo tenía en la naturaleza, los círculos I, II y III corresponden a pruebas rápidas por lo que la envolvente de estos círculos resulta horizontal.

En la figura (22) el círculo I corresponde a la presión (σ_z) para los círculos II y III se usaron presiones incrementadas $\Delta 1$ y $\Delta 2$ el suelo se comporta como si tuviera resistencia constante al esfuerzo cortante, algunos técnicos le llaman a esto cohesión lo que es indebido, en efecto todos estos círculos tienen al círculo I' como círculo de esfuerzos efectivos común lo que puede ser considerado tangente a la línea "L" de prueba lenta y por ello la resistencia debe ser atribuida a la fricción interna de las partículas sólidas del material figura 22.

En la figura 23 se muestran los resultados a ser obtenidos durante la prueba para su realización.

En la figura 24 se grafica el esfuerzo normal $\sigma_1 - \sigma_3$ y la deformación porcentual ϵ / L .



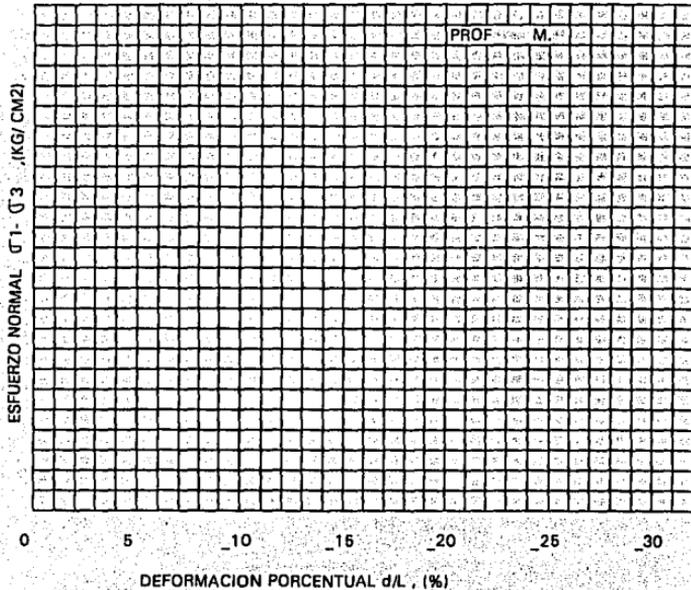
PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA

FIGURA 22

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE (kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL 1-3 (kg/cm ²)	DEFORMACION d/L (%)

FIGURA 24

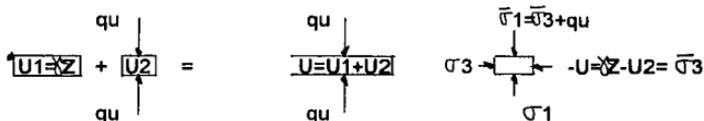
CURVAS ESFUERZO -- DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

FALLA DE ORIGEN

Prueba de resistencia a la Compresión Simple

Esta prueba es muy parecida a una prueba triaxial rápida, al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura esfuerzos efectivos no muy bien definidos debido a tensiones capilares en el agua intersticial. En esta prueba solo existe la etapa de falla que lleva al suelo a la falla, sin embargo se puede considerar como primera etapa el estado inicial de la muestra, los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual a la de preconsolidación ($\bar{\sigma}_z$) en su estado natural, esta tensión del agua solo comunica los esfuerzos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a su vez una presión neutral adicional U_2 .



Esfuerzos totales

Esfuerzos Efectivos

Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba en el instante de falla son :

$$\frac{\bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_1} = \frac{0-U}{\bar{\sigma}_3 + q_u} = \frac{- (U_1 + U_2)}{\bar{\sigma}_z - U_2 + q_u} = \frac{- (- \bar{\sigma}_z + U_2)}{\bar{\sigma}_z - U_2 + q_u} = \frac{\bar{\sigma}_z - U_2}{\bar{\sigma}_z - U_2 + q_u}$$

Notese que el esfuerzo efectivo principal menor es el mismo que tuvo la triaxial rápida, por ello debe esperarse que el esfuerzo máximo necesario para hacer fallar la muestra (q_u) sea el mismo que P^c de prueba triaxial rápida sin embargo no es lo mismo, en ningún caso es recomendable completar envolventes de prueba triaxial rápida con datos de prueba a la compresión simple (figura 25).

En la figura 26 se muestran los datos que deben obtenerse en la prueba de laboratorio.

En la figura 27 se grafica el esfuerzo normal y la deformación porcentual.

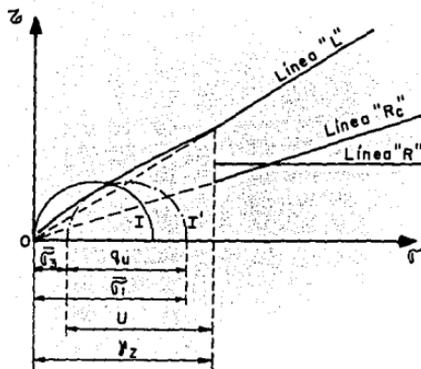
En la práctica q_u resulta un poco menor que P^c .

En la figura aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y el de esfuerzos efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente y su posición relativa a las líneas de resistencia en pruebas triaxiales, se supone una carga de preconsolidación del suelo σ_z .

La resistencia a del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparado con el valor de q_u en un estado remoldeado e inalterado.

La pérdida de resistencia entre ambos estados se llama la sensibilidad de un suelo.

$$St = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$



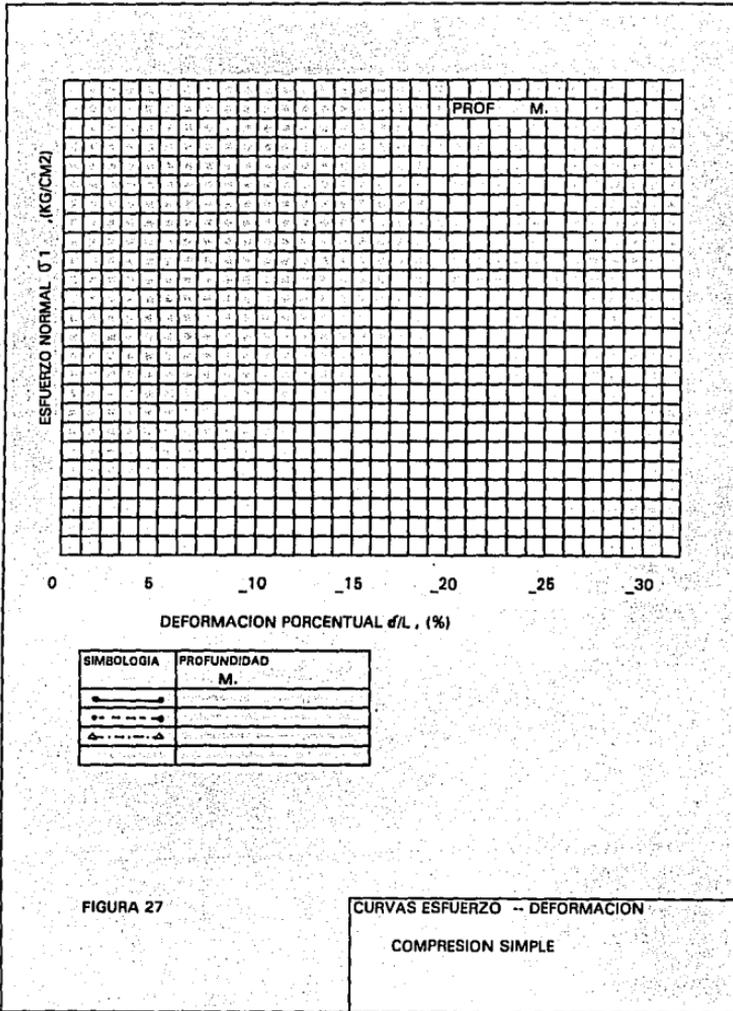
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

FIGURA 25

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN



FALLA DE ORIGEN

CAPITULO IV

DISEÑO DE CIMENTACIONES

A).- Alternativas de cimentación

En las alternativas de cimentación a tomarse en cuenta están tanto las superficiales como las profundas, esto es debido a que como se dijo anteriormente las descargas de los elementos estructurales del diseño estructural todavía no están definidas, por lo que las capacidades de carga requeridas pueden ser de magnitudes bajas o altas.

Del estudio geotécnico realizado podemos concluir que el suelo tiene una alta capacidad de carga de acuerdo a sus propiedades físicas y estratigráficas, es probable que con cimentaciones superficiales se cubran los requerimientos de descarga.

Entre las cimentaciones superficiales a tomarse en cuenta están las zapatas aisladas, las zapatas corridas y losas de cimentación, las losas de cimentación están consideradas para primer nivel con una sustitución de material expansivo por tepetate compactado en capas de 20 cm, pero en el diseño estructural de todo el edificio puede ser tomada en cuenta haciendo una sustitución total de material expansivo, con lo que es necesaria una excavación y con esto puede ser aprovechado el espacio para un estacionamiento subterráneo, el cajón de compensación no es necesario por el tipo de suelos debido a su alta capacidad de carga y asentamientos muy bajos por lo que no es necesario pensar en quitarle afectación por carga al suelo, solo resolver el tratamiento de las arcillas expansivas.

Entre las cimentaciones profundas a tomarse en cuenta se tomo como alternativa solo la de pilas debido a que el tipo de suelo granular encontrado equivale a un estrato resistente en el cual no es posible hincar pilotes a percusión debido a que la resistencia de punta en el estrato es muy alta.

B).- Cimentaciones superficiales

Análisis para estado límite de falla y estado límite de servicio, para el proyecto centro de servicios municipales

De acuerdo a las características físicas y estratigráficas del subsuelo, y la geología del sitio, se concluye que la profundidad media de desplante recomendable, con el fin de eliminar la capa superficial de arcillas expansivas es de 2.00 m, esto será tomado en cuenta para todas las alternativas superficiales de cimentación .

Se consideraron las alternativas de zapatas aisladas, zapatas corridas y cajón de cimentación.

Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas se ligarán en dos sentidos mediante contrarabes desplantándose a una profundidad media de 2.00m respecto al actual nivel del terreno, la planta baja será una losa armada desligada totalmente de la estructura y se apoyará sobre una sustitución del suelo expansivo superficial a base de tepetate colocado en capas de 20 cm : y compactado al 90% de su peso volumétrico seco teniendo un mínimo de 50 cm de espesor.

Factores de carga y resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse para las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194 capítulo III de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal.

Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones.

Para los estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo y a los empujes laterales de este y a la aceleración de las masas del suelo deslizante bajo acción sísmica.

Los factores de carga serán considerados en el diseño estructural .

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla.

1.- 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5.00m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2.- $0.7 (1 - S/2)$ en que S es la relación entre los máximos de sollicitación sísmica y la sollicitación sísmica total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyan sollicitaciones sísmicas.

3.- 0.- Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Estados límite de Falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las siguientes desigualdades:

De acuerdo a las propiedades físicas y estratigráficas se llega a la conclusión de que en el nivel de desplante de las zapatas el suelo es exclusivamente friccionante.

Por lo que para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes se cumplirá la siguiente desigualdad:

$$QF_c/A < (\bar{P}_v(N_q - 1) + \frac{1}{2}BN_f)Fr + P_v$$

donde:

QF_c/A es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A = área del cimiento en M²

P_v = presión vertical total a la profundidad de desplante

\bar{P}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad

γ = peso volumétrico del suelo en ton/m³

B = ancho de la cimentación en M

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 (45 + \phi/2)$$

ϕ = ángulo de fricción interna del material

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = 2(Nq+1) \tan \phi$$

El coeficiente N se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por $.6$ para cimientos circulares o cuadrados.

F_r = factor de resistencia

Al tomar en cuenta las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang Tan} (\tan \phi')$$

Donde ϕ es el ángulo con la horizontal de la envolvente del círculo de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considera más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compactación relativa menor del 70 % será igual a 0.67 en cualquier otro caso será igual a 1

El nivel freático no existe en la zona por lo que :

$$\bar{P}_v = P_v = \gamma Z$$

C).- En caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas), que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia a del eje longitudinal del cimiento deberá considerarse igual a :

$$B' = B - 2e$$

Un criterio análogo deberá aplicarse a la dirección longitudinal.

Debido a que todavía no hay descargas de cimentación, los datos característicos del subsuelo serán sustituidos en la ecuación para varias alternativas.

Datos de proyecto

ϕ = este ángulo fue obtenido por medio de la prueba a la compresión triaxial rápida de muestra inalterada a la profundidad de 2.00 m. De acuerdo al número de golpes de la prueba de penetración estándar 12 golpes y el tipo de material que es arena fina, $\phi = 32$

A = variable

P_v = presión vertical total a la profundidad de desplante

esta se obtiene con γZ y de la muestra inalterada a 2.00m se obtuvo $\gamma_m = 1.3 \text{ ton/m}^3$

$$P_v = 1.3 \text{ ton/m}^3 \times 2.00 \text{ m} = 2.6 \text{ ton/m}^2$$

\bar{P}_v = presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.

$$P_v = (\gamma' - \gamma_w) Z = \gamma'_m Z = P_v = 2.6 \text{ ton/m}^2$$

γ'_m = peso volumétrico de la muestra en ton /m³ = 1.3 ton/m³

El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang Tan } (\alpha \tan \phi)$$

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70% el coeficiente será igual a 0.67 y en cualquier otro caso será =1. Relacionando el número de golpes de penetración estándar de 12 con la presión en kg/cm² debida a la profundidad de desplante y al peso volumétrico del material nos da un valor de 25 kg/cm² lo que en la tabla de correlaciones de compacidad relativa nos da un valor abajo del 70% por lo que se usará 0.67 y $\phi = 32$ $\phi' = \text{ang tan } (0.67 \tan 32)$

Para el cálculo de N_q usaremos la relación:

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 (45 + \phi / 2)$$

$$N_q = \exp(3.1416 \tan 23.88) \tan^2 (45 + 23.88 / 2) = 9.46$$

Como se calcularán zapatas cuadradas N_q se afectará con:

$$1 + \tan \phi / 2$$

$$N_q = 9.46 (1 + \tan 23.88) = 13.64$$

$$N_q = 13.64$$

N_f = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_f = 2 (N_q - 1.6) \tan \phi = 2 (13.64 + 1) \tan 23.88 = 12.96$$

Para cimientos cuadrados el coeficiente N se afectará por 0.6

$$N = 12.96 \times 0.6 = 7.77$$

Fr = factor de resistencia que en este caso será de 0.35

Con lo que aplicamos la fórmula de capacidad de carga en función de B

$$Q_{Fc}/A < (2.6 \sqrt{m^2(13.64 - 1)} + 1.3 \sqrt{m^3 B(7.77)/2}) \cdot 35 + 2.6$$

$$14.10 + 1.76 B$$

B (M)	Q(t/m2)
.5	14.98
1.00	15.86
1.50	16.74
2.00	17.62
2.50	18.50
3.00	19.26
3.50	20.12
4.00	21.14

Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones elásticas, se calcularán usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local y de pruebas directas e indirectas, en desplazamiento horizontal y en giro transitorio de la cimentación bajo la acción de fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmico se calcularán con la bajada de cargas.

Aplicando la teoría de la elasticidad :

$$P = (q B/2 (1-\mu/2)/E X I_w) X 4$$

Debido a que en el sitio solo existen materiales granulares el asentamiento total será solamente elástico y las condiciones de las variables serán las siguientes:

$$\begin{aligned} \mu &= \text{modulo de poisson} = 0.3 \\ I_w &= \text{factor de influencia} \end{aligned}$$

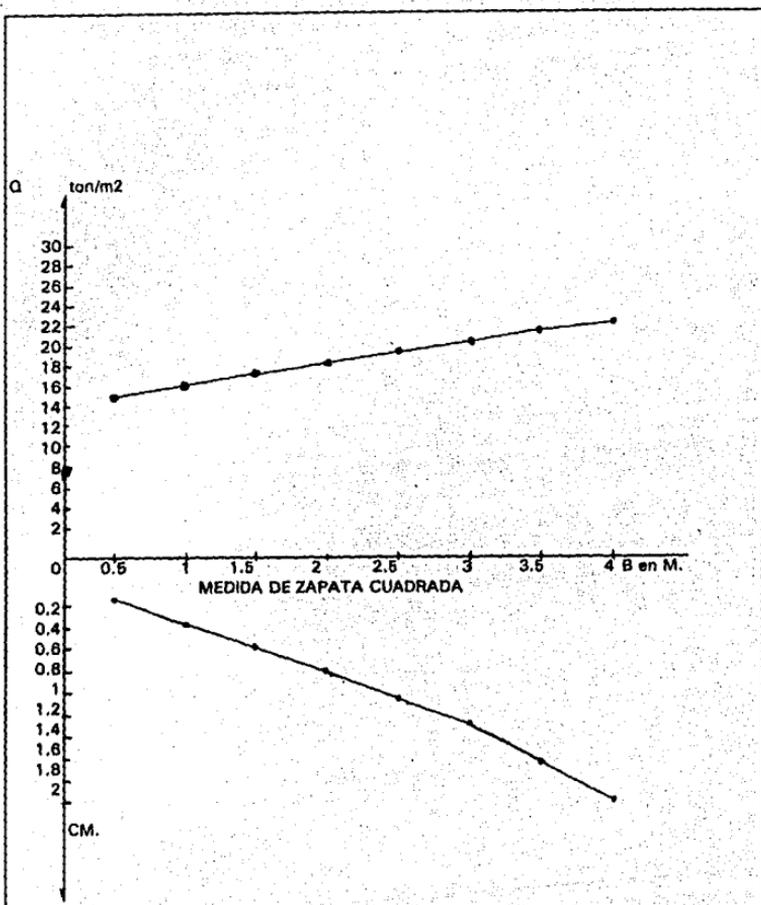
En promedio 1.00 para zapatas rectangulares, 1.00 para zapatas cuadradas.

El modulo de elasticidad correlacionando con la compacidad relativa obtenida mediante el número de golpes de la prueba de penetración estándar se usa el de mayor deformación = 800 kg /cm2

B Cm	Q (t/m2)	Q (kg/cm2)	ρ Cm
50	14.98	1.49	0.17
100	15.86	1.58	0.36
150	16.74	1.67	0.57
200	17.62	1.76	0.80
250	18.50	1.85	1.05
300	19.26	1.92	1.31
350	20.12	2.01	1.60
400	21.14	2.11	1.92

Por lo que se aprecia todos los asentamientos están dentro de lo permitido por el reglamento de construcciones del Distrito Federal, a continuación se presenta una gráfica de ancho, capacidad de carga y asentamientos.

En la figura 28 se grafican las cargas permisibles con sus asentamientos respectivos para diferentes anchos de zapatas.



GRAFICA DEL CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS CUADRADAS

FIGURA 28

GEOTECNIA DEL PROYECTO CENTRO
 DE SERVICIOS MUNICIPALES
 RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN

Estados límites de falla para zapatas corridas

De los datos de zapatas aisladas del terreno se usarán las mismas condiciones solo se modificará los valores de N_q y N para zapatas rectangulares.

Las zapatas corridas estarán desplantadas en una profundidad media de 2.00 m formando una retícula la planta baja al igual que las zapatas aisladas, estará formada por losas armadas desligadas totalmente de la estructura, apoyados sobre una sustitución del suelo superficial expansivo, a base de tepetate colocado en capas de 20 cm y con un espesor mínimo de 50 cm.

Debido a la estratigrafía el cálculo se hará con la fórmula de capacidad de carga para materiales friccionantes.

Para el cálculo de los estados límite de falla.
(capacidad de carga).

Se hará por medio de los mismos parámetros que para zapatas aisladas afectando los valores de N_q y N_γ los demás parámetros quedan iguales:

$N_q =$ de zapatas aisladas sin factor de forma $= 9.46$

El coeficiente N_q se multiplicará por $(1 + B/L) \tan \phi$

En este caso pondremos la longitud l como una constante de 20.00 m considerando la distancia de la retícula.

$$N_q = 9.46(1+B/20) \tan 23.88$$

$$N_q = 9.46 + 0.209 B$$

$$N = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$N = 9.255 + 0.0037 B$$

Para cimientos rectangulares el coeficiente N se multiplicará por $(1 - 0.4 B/L)$

$$N = (9.255 + 0.185 B)(1 - 0.4 B/L)$$

De la fórmula de capacidad de carga para un largo de zapata de 20.00 m y un ancho B y los parámetros establecidos se deduce la siguiente expresión:

$$Q_{Fc}/A < 10.3 + 2.3 B - 0.00084 B^3$$

B	Q (ton/m ²)
0.50	11.45
0.75	12.02
1.00	12.60
1.25	13.17
1.50	13.75
1.75	14.32
2.00	14.90

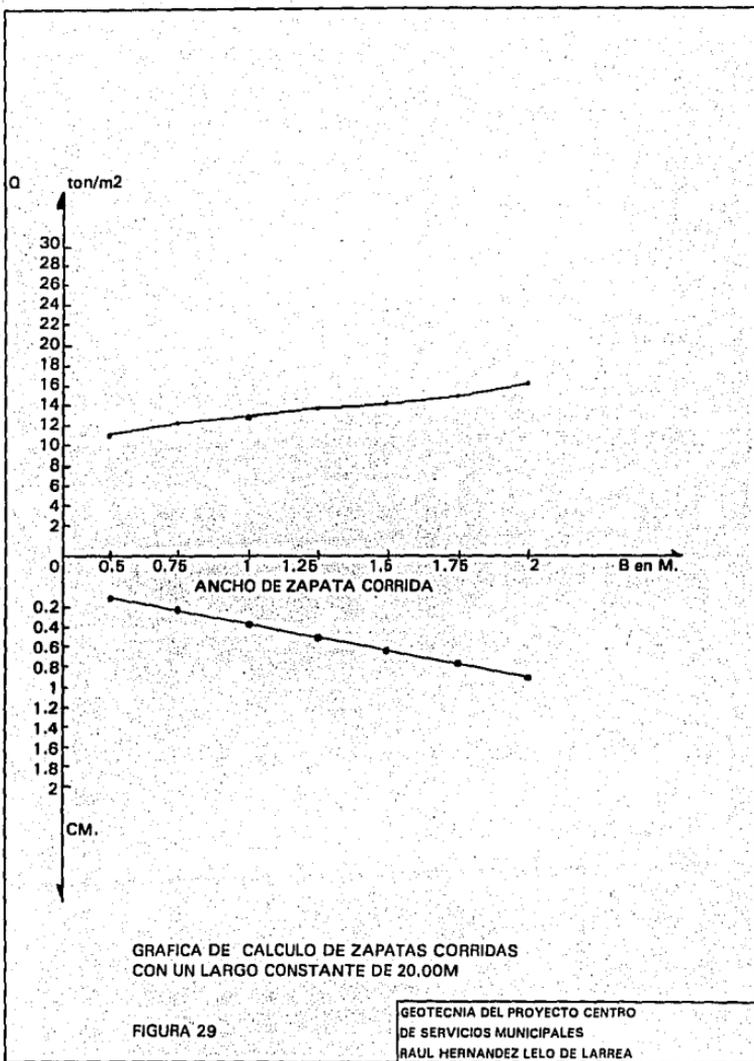
Para el Cálculo del estado límite de servicio se aplicará la teoría de la elasticidad debido a las características del suelo.

Se tienen las variables correspondientes al tipo de suelo y se aplica la misma fórmula de la elasticidad lo que nos da como resultados:

B cm	Q (ton/m ²)	Q(kg/cm ²)	ρ_{cm}
50	11.45	1.14	0.13
75	12.02	1.20	0.20
100	12.60	1.26	0.29
125	13.17	1.31	0.37
150	13.75	1.37	0.46
175	14.32	1.43	0.57
200	14.90	1.49	0.67

En la figura 29 se muestran las cargas permisibles con su asentamiento respectivo para diferentes anchos de zapatas corridas con una longitud cte de 20.00 m

En esta, todos los asentamientos son menores a los permitidos en el reglamento de construcciones del Distrito Federal. A continuación se presenta la gráfica de asentamientos capacidades de carga para diferentes anchos de zapatas corridas con una longitud constante de 20.00 m



FALLA DE ORIGEN

Losas de cimentación

Para esta alternativa la losa de cimentación estará en contacto con el terreno natural a 2.50m de profundidad esta será de concreto armado y a partir de esta se tomarán todas las descargas del edificio.

Para el Cálculo del estado límite de falla y el estado límite de servicio se tomarán en cuenta las mismas variables y solo cambiará la profundidad de desplante.

Variables a cambiar:

$$\bar{P}_v = \text{Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante}$$
$$\bar{P}_v = \gamma \cdot Z = 1.3 \times 2.5 = 3.25 \text{ ton/m}^2$$

$$P_v = \text{Presión vertical total a la profundidad de desplante}$$

$$\text{debido a que no existe nivel freático } \bar{P}_v = P_v = 3.25 \text{ ton/m}^2$$

Se tomará en cuenta el coeficiente N_q de acuerdo a las zapatas corridas con una longitud promedio de la losa de 40.00 m.

$$N_q = 9.46$$

El coeficiente N_q se multiplicará por $(1+B/l) \tan \phi$

En este caso pondremos a L como una constante de longitud de 40.00 m.

$$N_q = 9.46(1+B/40.00) \tan 23.88 = 9.46 + 0.104 B$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan 23.8833$$

$$N_{\gamma} = 9.26 - 0.00092 B^2$$

Para cimientos rectangulares el coeficiente N_{γ} se multiplicará por $(1+B/L)$

$$N_{\gamma} = (9.27 + 0.92 B) (1 - 0.4 B / 40) = 21.97 + .78 B + 0.0056 B^2$$

De la fórmula de capacidades de carga para un largo de losa, de cimentación de 40.00 m y un ancho variable B y los parámetros establecidos, se deduce la siguiente expresión:

$$QF_c/A < 12.87 + 2.22 B - 0.00021 B^3$$

B (m)	Q (ton/m ²)
10	23.94
15	29.43
20	34.86
25	40.20
30	45.46

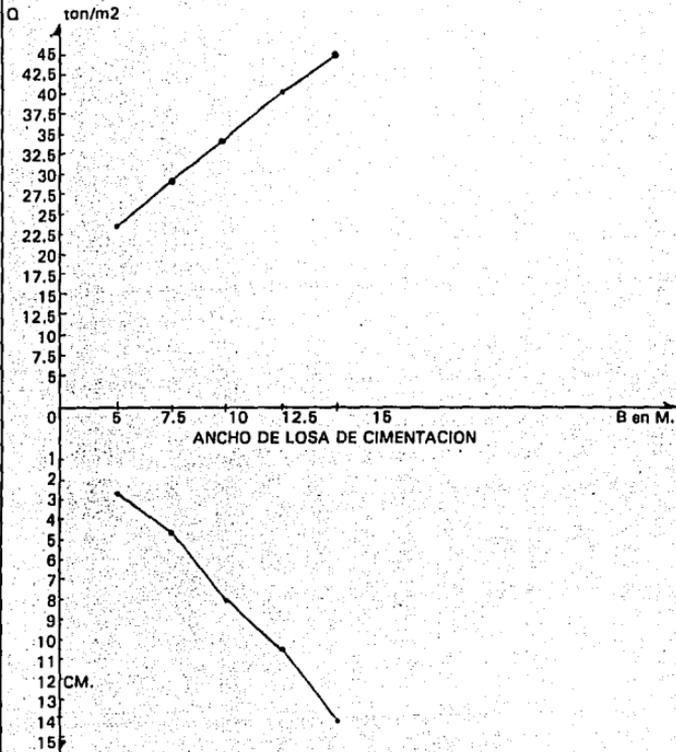
Estas capacidades de carga son muy altas y se deben a las grandes áreas de la losa considerada.

A continuación se presentan los estados límite de servicio para los diferentes anchos de la losa.

B (m)	Q (ton/m ²)	Q (kg/cm ²)	COMP.X EXCAV.	Q (kg/cm ²)	(CM)
5	23.94	2.39	0.325	2.065	2.34
7.5	29.43	2.94		2.615	4.46
10	34.86	3.48		3.155	7.91
12.5	40.20	4.02		3.695	10.50
15.0	45.46	4.54		4.215	14.38

los asentamientos elásticos, por medio de la teoría de la elasticidad cumplen con el asentamiento máximo permisible de las normas, normalmente cualquier tipo de edificación tiene descargas mucho menores a los resultados obtenidos para la losa, por lo que dependiendo del tipo de edificación será o no necesario usar este tipo de cimentación.

En la figura 30 se muestran las capacidades de carga de una losa de 40.00 m de largo y un ancho variable.



GRAFICA DE CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA. PARA LOSA DE CIMENTACION CON UNA LONGITUD CONSTANTE DE 40.00M

FIGURA 30

GEOTECNIA DEL PROYECTO CENTRO
DE SERVICIOS MUNICIPALES
RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

C).- Cimentaciones Profundas
Pilas

Las pilas transmiten la mayor parte de la carga por medio de su campana a un estrato resistente, generalmente se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

La profundidad de desplante recomendable de la pila de acuerdo al perfil estratigráfico será de 7.00m, porque es la zona donde la arena está más compacta e inician los boleos, para procedimiento constructivo no es recomendable la excavación debido a su dificultad e inestabilidad durante la construcción, por las características del suelo, la capacidad de carga para las pilas estará arriba de la requerida, por lo que por facilidad de procedimiento constructivo no se considerarán empotradas en el estrato resistente de boleos.

Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad.

$$QFc < R$$

Siendo QFc la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilas, la que resulte menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta y pilas se calculará como sigue:

en nuestro caso estarán desplantadas en suelos fricciones.

$$Cp = (Pv Nq * Fr + Pv) Ap$$

donde:

Cp=capacidad por punta

Ap=área transversal del pilote

Pv=Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas Ton/m²

Pv=presión vertical efectiva a la misma profundidad en ton/m²

FR=Factor de resistencia = 0.35

Nq= coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$Nq = Nq \min + Le(N_{\max} + N_{\min}) / (4B \tan(45 + \phi/2))$$

Siendo Le la longitud empotrada en este caso Le=0

por lo que $N_q = N_{q \text{ min}}$

de la tabla:

ϕ	20	25	30	35	40
Nmax	12.5	26	55	132	350
Nmin	7	11.5	20	39	78

De acuerdo al ángulo de fricción interna obtenido por medio de la correlación de número de golpes y la compacidad relativa del material $\phi = 33$.

Por lo que $N_q = 20$

Constantes de cálculo determinadas a partir de las características físicas y estratigráficas del subsuelo.

$$\bar{P}_v = P_v = \gamma Z = 1.3 \text{ ton/m}^3 * 7.00 \text{ m} = 9.1 \text{ ton/m}^2$$

$$C_p = (9.1 \text{ ton/m}^2 * 20 * 0.35 + 9.1 \text{ ton/m}^2) A_p$$

$$C_p = 72.8 A$$

B(dímetro) M	A M ²	Cp TON/M ²
0.80	.5026	36.58
1.20	1.1309	82.26
1.60	2.0106	146.32
2.00	3.1415	228.70

En caso de pilotes y pilas de más de 0.5m de diámetro, la capacidad de pilotes y pilas deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

El efecto de escala es factor debido a la no homogeneidad en el suelo debido a la variación en las condiciones de un sitio a otro aunque los resultados de laboratorio y campo sean determinados con la variación del sitio de la muestra y del barreno puede cambiar.

Para suelos friccionantes, se multiplicará la capacidad de carga por el factor :

$$F_{re} = ((B+0.5)/2B)^n$$

Donde:

B = diámetro de la base del pilote o pila en M (>0.5m)

n = exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

En el caso en concreto se utilizará el valor de 2 para suelo medianamente denso.

por lo que : $F_{re} = ((B+0.5)/2*B)^2$

B(m)	A (m2)	Cp (ton/m2)	F _{re}	Cp (ton/m2)
0.80	0.5026	36.58	0.6604	24.14
1.20	1.1309	82.26	0.5017	41.26
1.60	2.0160	146.32	0.4306	63.00
2.00	3.1415	228.70	0.3906	89.33

Para el cálculo de los estados límite de servicio se usará la fórmula de la teoría de la elasticidad con los parámetros característicos del suelo.

$$S = q B/2 (1 - \mu^2)/E * lw/4$$

μ = Modulo de Poisson = 0.3

lw = factor de influencia = 1.00

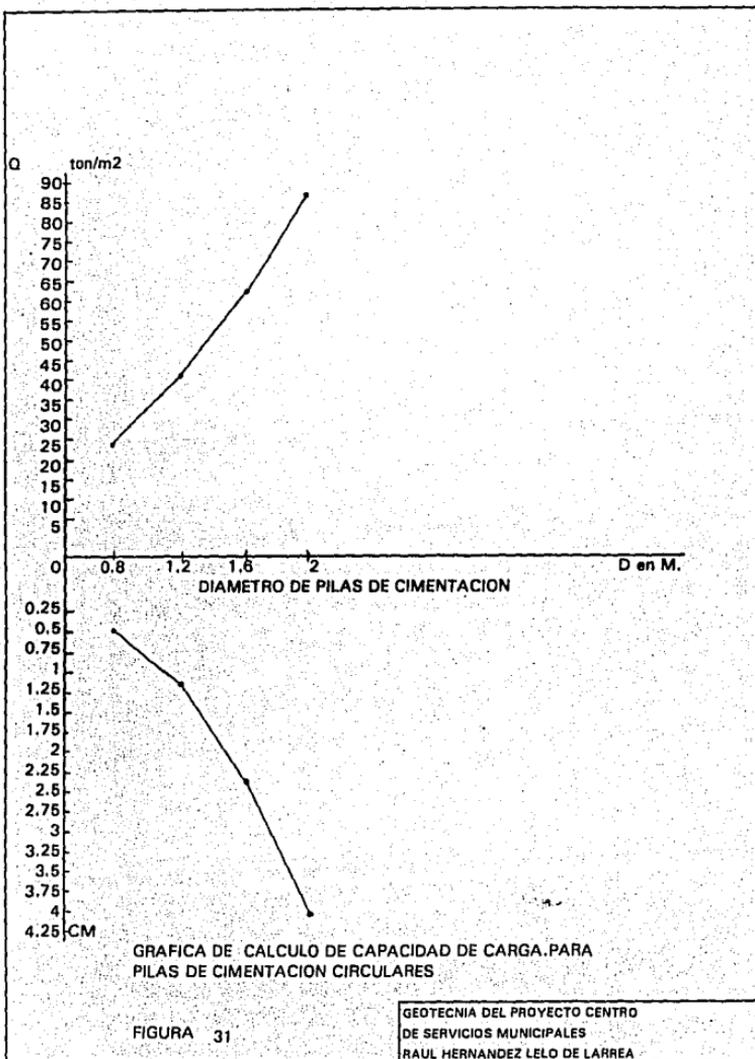
E = modulo de elasticidad = 800 kg/cm²

B m	q kg/cm ²	ρ cm
0.80	2.41	0.44
1.20	4.12	1.12
1.60	6.30	2.29
2.00	8.93	4.06

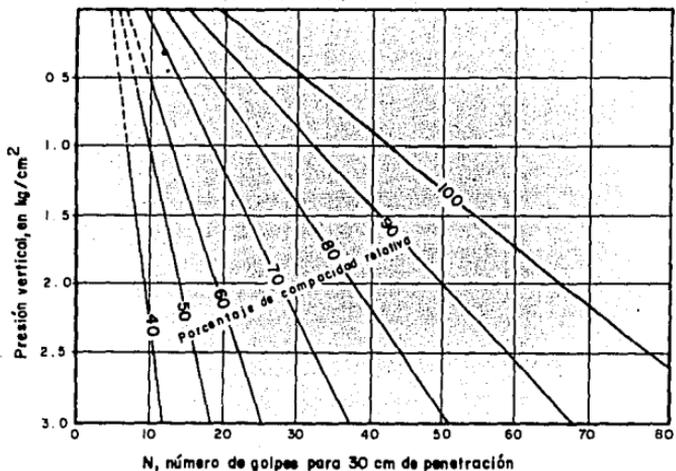
Con lo que se puede notar que los asentamientos son los permisibles y la capacidad de carga será suficiente dependiendo del diseño, en caso de ser baja la capacidad de carga de las pilas se puede proyectar empotramiento, aunque el aumento en costo de construcción de la cimentación sería considerable por la dificultad de excavación, pero si es necesario el aumento en la capacidad de carga también será considerable.

En la figura 32 se muestra la relación entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar y la compacidad relativa de la arena, esto es útil debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas de arena.

En la figura 33 se muestra la relación entre la compacidad relativa, el ángulo de fricción interna y el número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar en estratos de arena.



FALLA DE ORIGEN



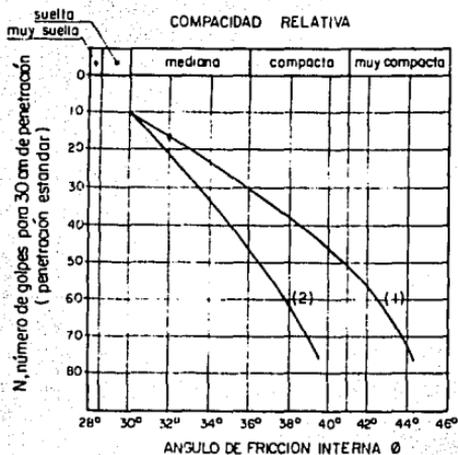
RELACION ENTRE PRESION ESTANDAR, PRESION VERTICAL
Y COMPACTAD RELATIVA PARA ARENAS.

FIGURA 32

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA

FALLA DE ORIGEN



CORRELACION ENTRE N, CONTRA EL ANGULO DE FRICCION INTERNA.

FIGURA 33.

GEOTECNIA DEL PROYECTO
CENTRO DE SERVICIOS MUNICIPALES

RAUL HERNANDEZ LELO DE LARREA,

D).-PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En las excavaciones tanto de zapatas corridas como zapatas aisladas, se iniciará primeramente la excavación de sustitución del material expansivo, posteriormente se excavarán las cepas con procedimientos mecánicos, 20 cm antes de llegar a la profundidad de desplante se excavará a mano para evitar fisuramientos en el terreno, se colocará inmediatamente al llegar a la profundidad una plantilla de concreto de 5 cm de espesor para evitar intemperismo, pérdida de humedad, se procederá al armado y colado de las zapatas, se colocará el relleno de tepetate de banco compactado en toda el área excavada, compactandose a un 90% de su PVSM.

En la excavación para alojar la losa de cimentación se llevará a cabo con maquinaria, y a 20 cm antes de la profundidad de desplante se excavará también a mano para evitar fisuramientos en el terreno, de acuerdo a las condiciones de estabilidad superficial se podrán dejar taludes de 1.5 a 1, las etapas mayores de excavación serán de 30m x 30m, hasta alcanzar la profundidad de desplante se colocará una plantilla de concreto de 5 cm de espesor para evitar intemperismo, se colocarán muros perimetrales para retener el posible empuje del suelo, se rellenarán con tepetate de banco los espacios entre los muros y el terreno natural, en algunos casos se deberá prever el acostillamiento de material arenoso.

Pilas de Cimentación

Las pilas de cimentación se construirán en el sitio usando equipo especializado de perforación de acuerdo al siguiente procedimiento:

Conforme la perforación se profundice se observará si hay inestabilidad en los barrenos en caso de haberla se colocará ademe y en el espacio entre el terreno y el ademe se colocará lodo bentonítico con agua, para que actúe de lubricante y poder extraer así el ademe, al llegar a la profundidad de desplante se inspeccionará el fondo de manera que cumpla con las condiciones de resistencia proyectadas, se procederá a retirar los azolves, se procederá a introducir el armado en la perforación, posteriormente se colará por medio de tubo tremie, cuidando que el tubo tremie este ahogado a más de un metro de la superficie del concreto, se debe lograr un flujo suave y continuo del concreto.

CONCLUSIONES

El presente estudio geotécnico ha sido realizado con las técnicas en uso actualmente, y se pretende complementar este estudio con otros procedimientos no tan comunes en la práctica pero que para algunos casos concretos brindan mejores resultados,

El tipo de materiales encontrados son suelos exclusivamente friccionantes lo que hace difícil la recuperación de muestras inalteradas, por lo que el cálculo de los estratos profundos se hizo nada más por correlaciones, se obtuvieron muestras de roca de los boleos existentes en la zona pero sus características mecánicas no son representativas de la masa del suelo debido a que la compacidad de la masa del suelo es representada por la arena, es recomendable al inicio de la construcción hacer una prueba de carga en algunas pilas para verificar resultados.

El cálculo presentado en esta tesis se refiere solo a condiciones estáticas de diseño.

Se recomienda una instrumentación superficial para la detección de posibles asentamientos elásticos que se presentarán durante la construcción y durante el aumento de carga de la cimentación, provocando esto deformación en los estratos de apoyo y acortamiento de los elementos estructurales de la cimentación, tomando en cuenta en el diseño estructural que la rigidez de la estructura debe ser capaz de absorber las deformaciones tanto del suelo como de las pilas. La colocación de un banco de nivel superficial a la mayor distancia posible es suficiente para que este no sea afectado por el asentamiento durante la construcción de la estructura.

El presente estudio está enfocado a un sitio en particular en donde el subsuelo se compone de materiales friccionantes pero en la práctica, se pueden encontrar también suelos cohesivos manejando para estos recuperaciones de tipo inalterada para practicarse pruebas triaxiales, resistencia al esfuerzo cortante por medio de la veleta, pruebas de consolidación unidimensional para predecir el posible asentamiento bajo carga y diferentes sistemas de cimentación, según el tipo de construcción a ser cimentada, la resistencia de los estratos, las diferentes alternativas de solución, según las características particulares de cada sitio, la existencia o no de nivel freático, de mantos colgados etc., los diferentes tipos de controles a llevar según el caso en particular, los diferentes cuidados a tener durante la construcción, bancos de nivel profundos para la investigación del hundimiento regional en donde hay materiales compresibles.

En la presente tesis se da la solución de un caso en particular, pero también se comenta de las herramientas aplicables a diferentes casos y sus características de aplicación, dando así una idea general de la solución de varias alternativas de cimentación, en varias condiciones de subsuelos.

BIBLIOGRAFIA

Terzaghi Karl Peck B. Ralph Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica. Editorial: El Ateneo, 1967, México

Juárez Badillo y Rico Rodriguez, Mecánica de Suelos Tomo I y II Tercera edición, Editorial: Limusa.1982 México

Hunt E. Roy , Geotechnical Engineering Survey, Editorial: Mc Graw Hill. 1984, Estados Unidos

Yumikis R. Alfred Soil Mechanics, Editorial : The Van Nostrand Company inc. 1962. Estados Unidos.

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal.
12 de noviembre de 1987.

González Miguel Estudio de Mecánica de Suelos para un predio ubicado en la carretera México Celaya esq. con avenida Tequisquiapan en la Colonia Estrella.