

41121
16



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES.

CAMPUS ARAGÓN

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA UNA NAVE DE
MATERIA PRIMA QUE SE PROYECTA
CONSTRUIR EN SAN JOSE DE ITURBIDE, EDO.
DE GUANAJUATO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERIO CIVIL

P R E S E N T A :

SANDRA ESMERALDA HERNANDEZ BECERRIL

ASESOR:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2003

1



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A MI HIJO

Juan Daniel

Simplemente ...

... porque eres lo más importante de mi vida
... porque por ti aún sigo y quiero seguir en el camino.
Gracias por darme la oportunidad de ser madre.

A MIS PADRES

Juan Hernández y Clementina Becerril

Infinitamente agradezco a ustedes, que siempre velaron por mí desde niña y me impulsaron a seguir siempre adelante aún cuando hubo algunas dudas y tropiezos. Hoy también gracias a ustedes me lleno de orgullo al dedicarles esta realidad tan hermosa que me han permitido alcanzar: mi formación profesional.

A DIOS

Porque nunca me soltaste de tu mano. Aún en los momentos más difíciles me enseñaste a continuar hacia delante, has sido la solución a mis problemas y la salida a mis confusiones.
"Dios nunca te cerrará una puerta, sin abrirte otra."

Ing. Gabriel Alvaréz Bautizta

Por el apoyo y el tiempo brindado para la realización de este trabajo.

Sandra Esmeralda Hernández Becerril

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UNA NAVE DE MATERIA PRIMA QUE SE PROYECTA
CONSTRUIR EN SAN JOSE DE ITURBIDE, EDO. DE GUANAJUATO

INDICE

CAPITULO I. INTRODUCCION		01
CAPITULO II. INFORMACION GENERAL		
2.1	Localización del sitio	06
2.2	Proyecto arquitectónico	07
CAPITULO III. RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO		
3.1	Procedimientos para el muestreo y exploración del subsuelo	09
3.1.1	Pozo a cielo abierto	09
3.1.2	Penetrómetro manual instrumentado	12
CAPITULO IV. ENSAYE DE LABORATORIO		
4.1	Información general de las pruebas efectuadas	14
4.1.1	Identificación visual	15
4.1.2	Contenido de agua	21
4.1.3	Limites de consistencia y/o granulometría	23
4.1.4	Densidad de sólidos	28
4.1.5	Ensayo triaxial	30
4.1.6	Valor relativo de soporte (CBR)	38
CAPITULO V. DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO		
5.1	Generalidades geotécnicas del predio en estudio	49
5.2	Características del subsuelo en cada PCA	52

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VI. ANALISIS GEOTECNICO

6.1 Diseño de la cimentación	56
6.2 Determinación de la capacidad de carga	57
6.3 Dimensionamiento de las zapatas	58
6.4 Estado límite de falla en condiciones estáticas	59
6.5 Estado límite de falla en condiciones dinámicas	59
6.6 Estado límite de servicio	60
6.7 Procedimiento constructivo	60

CAPITULO VII. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

7.1 Generalidades sobre muros de contención	62
7.2 Empuje sobre los muros de contención	65
7.3 Estabilidad de los muros de contención	67
7.3.1 Revisión por volteo	67
7.3.2 Revisión por capacidad de carga	68
7.3.3 Revisión por deslizamiento	69
7.4 Empujes sobre los muros perimetrales	70

CAPITULO VIII. DISEÑO DEL PAVIMENTO

8.1 Pavimento flexible	71
8.1.1 Características de la subrasante	71
8.1.2 Pavimento de tipo flexible	72
8.2 Movimiento de tierras	72

CAPITULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

.....	75
-------	----

ANEXO I FIGURAS	80
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO	102
BIBLIOGRAFIA	135

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I

INTRODUCCION

Cada trabajo de ingeniería, sin importar su magnitud o finalidad, requiere para su realización, que cumpla con diversas etapas, tales como la identificación del sitio, un análisis de gran visión, factibilidad o anteproyecto, proyecto ejecutivo, la construcción y operación. En cada una de estas etapas a su vez se requiere de obtención de información que debe analizarse y evaluarse para llegar a un planteamiento de alternativas o soluciones.

Hablando de la industria de la construcción en general, podemos decir que ha sido una de las más castigadas por las recurrentes crisis sexenales, por lo que los empresarios constructores han desarrollado habilidades para superar los obstáculos que los han amenazado de retirarlos del mercado, sin dejar de reconocer que algunos prefirieron cerrar operaciones en esta actividad.

Las principales condiciones adversas a las que se han enfrentado los constructores son en general las siguientes:

Pagos de impuestos sobre ingresos que no han generado flujo de efectivo, incremento considerable del costo financiero, el rescate de concesiones de infraestructura por incosteabilidad en su operación, facultad otorgada a funcionarios para determinar si, la licitación adquiere carácter nacional o internacional (mayor competencia), carencia de incentivos en investigación y desarrollo tecnológico, contracción recurrente del mercado interno, competencia desleal, menores márgenes de rentabilidad, menores recursos públicos para inversión, nuevas modalidades de contratación de obras públicas con requisitos de financiamiento incluido, etc.

La estructura del mercado de la construcción esta sujeta a cambios que se han presentado muy rápidos, tanto en los aspectos tecnológicos como en las modalidades de contratación, que como se señaló en líneas anteriores, representan para el empresario nacional un serio obstáculo para su desarrollo, como lo es, que incluyan financiamiento del proyecto.

El sector privado tradicionalmente ha sido el principal cliente de las constructoras, especialmente en las áreas de obra residencial e industrial, las cuales se espera continúe siendo parte importante del motor de la actividad en el futuro próximo.

La infraestructura debe atender las necesidades actuales de las industrias, empresas y comunidades, para que sean más eficientes y competitivas, y puedan satisfacer las

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

necesidades crecientes del mercado interno y exportar mayores cantidades de bienes y servicios.

La Industria de la Construcción en México hasta antes de Diciembre de 1994, se consideró el detonante de la actividad productiva, en función que cuando mejoraba la economía era porque mejoraba el volumen de obras y su efecto multiplicador por la derrama a 37 de los 78 sectores industriales de la economía y viceversa, cuando caía, era señal que la economía tendría una disminución con el consiguiente arrastre de los sectores asociados. También se comenta la gran sensibilidad de esta industria, ya que se anticipa en sus tendencias a las nacionales.

Otro de los factores de importancia que reviste la Industria de la Construcción, es sin duda su aportación como fuente de trabajo y de ingreso a la sociedad, por la gran demanda que requiere de mano de obra, situación que en los últimos años se mejoró a 11 trabajadores de cada 100 con empleo en el país.

Con lo anterior se puede decir que la construcción en general es una de las industrias con amplias alternativas de crecimiento económico y social. Todo trabajo de ingeniería civil es un ejemplo de desarrollo, en este caso particular de desarrollo industrial. En la presente tesis se muestra solo el aspecto geotécnico de la obra que se pretende proyectar, aspecto que en líneas posteriores se describirá con mayor precisión y se dejara ver la importancia del presente trabajo.

En lo que respecta al punto de vista ingenieril e incluso al sentido común, toda estructura debe contar con una cimentación, y esta debe estar diseñada correctamente para que cumpla las solicitaciones a las que va a estar sometida. En el caso específico de las cimentaciones, influye el tipo de edificación que se va a realizar, la finalidad para la que es construida la obra, las características específicas de la estructura, la arquitectura, entre otros aspectos. La importancia de un estudio de mecánica de suelos radica en poder determinar específicamente la zona en que se encuentra y de que tipo de suelo se trata, ya que incluso para una misma construcción, pueden haber diversas alternativas de solución para la determinación de la cimentación que se empleará, cualquier edificación no importa cual sea el tamaño o destino que se le va a dar, requiere del conocimiento geotécnico del terreno de cimentación, con la finalidad de determinar cuales serán las deformaciones y riesgos de falla que se pudieran presentar y así poder determinar cual será la cimentación que más se ajuste a las condiciones del terreno, y que por consiguiente al elegir la mejor alternativa de acuerdo al lugar, también será la más económica, funcional y con un alto factor de seguridad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La temática general de este trabajo, es un estudio geotécnico del terreno donde se planea proyectar una nave de tipo industrial para almacenamiento de moliente ubicada en San José de Iturbide, Edo. de Guanajuato.

San José Iturbide se encuentra localizado al noroeste de la ciudad de Guanajuato, aproximadamente a cuatro horas de la ciudad de México, colinda al Norte con San Luis Potosí y Dr. Mora; al Este con Tierra Blanca y Querétaro; al Sur con Querétaro y San Miguel Allende; al Oeste con San Luis Potosí y San Miguel de Allende. Por ser el paso a la Sierra Gorda se desarrolló un importante flujo comercial, convirtiéndose en una próspera y laboriosa ciudad. Actualmente es un estratégico polo industrial que destaca en el ramo textil.

Como en cualquier obra de infraestructura civil, el planeamiento de la investigación del subsuelo es un paso necesario para el aprovechamiento racional de los recursos y técnicas disponibles. Las investigaciones del sitio previas al proyecto y diseño de las obras casi siempre incluyen la ejecución de programas más o menos extensos de investigación del subsuelo. Estos programas pueden comprender desde un simple examen de los suelos superficiales, a veces acompañados de unos pocos apiques de pequeña profundidad, hasta estudios detallados del suelo y de las condiciones del agua subterránea que incluyen perforaciones profundas, muestreos tecnificados, ensayos de laboratorio y la determinación in situ de las características del suelo investigado.

El alcance de los trabajos de investigación depende de la importancia y disposición de la fundación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información que pueda conseguirse respecto al comportamiento de fundaciones existentes en sitios con características similares.

Cualquiera que sea el proyecto entre manos, nunca debe olvidarse que la mayor parte de los terrenos fueron formados por procesos geológicos cambiantes espacial y temporalmente, en forma compleja. Teniendo en cuenta la incidencia decisiva de los factores geológicos en la secuencia, forma y continuidad de los estratos del subsuelo.

Es por eso que es necesario el conocimiento del subsuelo donde se planea proyectar cualquier edificación, con la finalidad de poder determinar todas sus características y propiedades que nos permitan determinar el tipo de cimentación que se empleará y que será la base que determine la funcionalidad y seguridad de dichas obras. El conocimiento geotécnico también nos permite predecir que tipo de deformaciones y fallas se pueden presentar a futuro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Todo estudio de exploración geotécnica del sitio donde se construirá cualquier estructura, consta de dos etapas: la investigación preliminar, que nos permitirá recopilar la información que se tenga disponible del sitio y la interpretación de fotografías aéreas en caso de ser necesarias, de la zona mediante recorridos de campo, y en segundo plano la investigación de detalle que mediante levantamientos geológicos se puede llegar a una interpretación geológica del sitio, reconocer sus discontinuidades así como fenómenos geodinámicos; en esta etapa también se lleva a cabo la exploración, muestreo y pruebas de campo (pruebas de penetración, muestreo de suelos y rocas, pruebas de resistencia y deformabilidad y pruebas de permeabilidad), las pruebas de laboratorio (propiedades índice y propiedades mecánicas) y la instrumentación de campo (indicadores de nivel freático, piezómetros, bancos de nivel y puntos de referencia superficiales).

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de la nave industrial resuelta a base de estructura metálica, con forma en planta de una corona semicircular, en la que la separación máxima entre columnas es de 10 y 30m, en el sentido longitudinal y transversal respectivamente, y la construcción de muros de contención de concreto armado con altura libre variable de 5 y 7 m entre los que se almacenará materia prima. Para esto se realizaron en el sitio de interés diversos análisis de mecánica de suelos que proporcionaron las propiedades mecánicas de los materiales que se encontraron en el lugar, los parámetros de resistencia del suelo, entre otras propiedades que se analizarán con detalle en cada capítulo. Se presentan todos los trabajos realizados, los resultados que se obtuvieron de las pruebas de campo como del laboratorio, la propuesta y revisión de la cimentación diseñada, así como las recomendaciones para el diseño y realización de dicha cimentación y de los muros de contención que se pretenden proyectar.

Inicialmente se presenta la ubicación y descripción del lugar donde se proyectara la construcción de la nave, así como las características del terreno, el tipo de suelo, la clase de roca que se encuentra en el lugar y las dimensiones de dicha edificación.

Después de ubicar la zona en que se encontrará la nave industrial, se concluyó que el sitio de interés se encuentra en una zona de lomeríos, en la que superficialmente los materiales del subsuelo son depósitos aluviales, producto del desgaste de rocas ígneas, predomina una arena limosa muy compacta. La zona analizada corresponde básicamente a una cuenca de depósito de materiales aluviales, estos en general están constituidos por arcillas, limos, arenas y gravas producto de la erosión fluvial. Tomando en cuenta los antecedentes de la zona y la determinación del tipo de materiales que se encuentran ahí, conviene que la

exploración se lleve a cabo mediante pozos a cielo abierto, de donde se obtendrán muestras de suelo que posteriormente serán analizadas, ya que con esto será suficiente para obtener la información necesaria para determinar los parámetros que se requieren para el diseño y análisis de la cimentación, así como la estabilidad de los muros de contención.

En los capítulos II y III se presentan los antecedentes, definiciones y toda la información general, sobre todos los aspectos que abarca un estudio geotécnico, así como la descripción de las pruebas de laboratorio y de campo que se llevaron a cabo, en este caso para recavar toda la información necesaria se obtuvieron muestras de suelo, a través de Pozos a Cielo Abierto ya que esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de las lomas y de algunas transiciones, aunque también se puede realizar en suelos blandos y con nivel freático. Posteriormente se presentan los análisis para la cimentación y la estabilidad de los muros de contención de dicha obra.

De acuerdo al proyecto arquitectónico, también se planea construir los pavimentos que conformarán el proyecto de interés, en los últimos capítulos se dan las especificaciones que serán necesarias para la correcta ejecución del pavimento de tipo flexible que se proyecta construir.

En el capítulo que corresponde a las conclusiones se hace mención a los resultados finales a los que se llegó después de realizar todo el estudio geotécnico, definiendo cual fue el tipo de cimentación que se eligió en base a los datos obtenidos, y se hacen las recomendaciones correspondientes necesarias para la correcta ejecución de dicha obra.

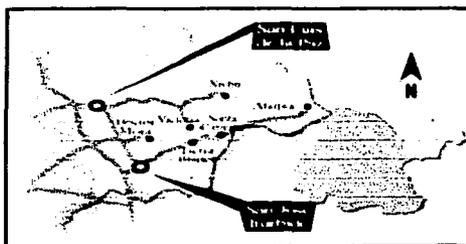
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO II

INFORMACION GENERAL

2.1 LOCALIZACION DEL SITIO

Se proyecta la construcción de una nave de tipo industrial para almacén II Mina Materia Prima, dentro de su planta ubicada en el Km. 47.0 de la Carretera Querétaro — San Luis Potosí, en el municipio de San José Iturbide, Estado de Guanajuato. (En la figura 1 se indica la localización del sitio.) Colinda al Norte con San Luis Potosí y Dr. Mora; al Este con Tierra Blanca y Querétaro; al Sur con Querétaro y San Miguel de Allende; al Oeste con San Luis Potosí y San Miguel de Allende. La temperatura promedio es de 17.8°C



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 1 LOCALIZACION DEL SITIO

Este antiguo territorio chichimeca y otomí remonta su fundación al año de 1754, cuando el arzobispo de México, Manuel Rubio y Salinas realiza un viaje a estas tierras para visitar Xichú de Indias. Se le concede el nombre de Villa de San José el 9 de octubre de 1849. Por ser el paso a la Sierra Gorda se desarrolló un importante flujo comercial, convirtiéndose en una próspera y laboriosa ciudad. Actualmente es un estratégico polo industrial que destaca en el ramo textil.

El municipio de San José tuvo su origen en la congregación de "Casas Viejas", fundada el 5 de febrero de 1754, en la falda occidental de una pequeña colina conocida como "Loma de pájaro", perteneciente a la Hacienda de "El Capulín", a cargo del mayorazgo de Guerrero Villaseca, pero cuyo poseedor era el capitán Luis María de Luyando, regidor perpetuo del H. Ayuntamiento de México. La estancia de Agustín de Iturbide en la población (del 20 al 22 de junio de 1821) es el antecedente para que décadas después los habitantes soliciten el cambio de topónimo de San José Casas Viejas a San José de Iturbide. La segunda mitad del siglo XIX constituye la etapa de esplendor de la entonces Villa de Iturbide, ya que a la región llega un buen número de comerciantes extranjeros y al mismo tiempo el establecimiento de la industria de molinos de trigo. En esa época también se fraccionaron cientos de predios rústicos y urbanos, y se fundaron dos nuevas poblaciones aledañas: una en la cabecera de la Hacienda de "Charcas" y otra en la de "El Capulín". El 9 de agosto de 1928 el pueblo cambia su nombre a Ciudad Álvaro Obregón y tienen que pasar 20 años para que retome el de San José Iturbide y se conforman los ejidos de La Fragua, Begoña y Álvaro Obregón, lo que produce constantes enfrentamientos entre agraristas y terratenientes. En el lapso de 1940 a 1960 la vida en San José Iturbide transcurriría como en un somnoliento letargo, toda vez que reduce a su mínima expresión el quehacer político, económico y social.

A partir de la década de los sesenta, San José cambia su fisonomía, con lo que el pueblo olvidado se convierte en pocos años en un acogedor lugar para propios y extraños, al basar su economía en la producción agrícola, ganadera y en la industria textil.

2.2 PROYECTO ARQUITECTONICO

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una nave industrial resuelta a base de estructura metálica, con forma en planta de una corona semicircular, en la que la separación máxima entre columna es de 10 y 30 m, en el sentido longitudinal y transversal respectivamente, y la construcción de muros de contención de concreto armado con altura libre variable 5 y 7 m, entre los que se almacenará la molienda, producto de la trituración de la roca explotada. En los anexos correspondientes se muestra el sembrado de columnas de la nave y de los muros de contención, y un corte vertical esquemático, respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La topografía en el área que ocupará la nave presenta un desnivel promedio de 4.0 m, por lo que se proyecta dejar al piso dentro de la nave en un promedio es decir compensar las áreas de corte con las áreas de terraplén, es decir, que se mantendrá la superficie media actual del terreno.

Con objeto de revisar las cimentaciones proyectadas para la estructura de interés, y revisar la estabilidad de los muros de contención, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales mediante pruebas de campo de de laboratorio.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos de la revisión de la cimentación diseñada de los muros de contención, y en caso necesario se consignan las recomendaciones, para el diseño de la alternativa de cimentación para la estructura metálica, así como para el diseño de los muros de contención proyectados, para contener los materiales de almacenamiento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO III

RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

3.1 PROCEDIMIENTOS PARA EL MUESTREO Y EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para determinar las características del subsuelo donde se proyecta desplantar la cimentación de las estructuras, se excavaron seis pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad denominadas PCA-1 a PCA-6, obteniendo muestras alteradas de los materiales representativos y muestras cúbicas inalteradas de los materiales de depósito natural y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos a cielo abierto excavados mediante técnicas de clasificación de campo.

Para determinar la resistencia de los materiales in situ, se obtuvieron muestras mediante un penetrómetro manual instrumentado.

3.1.1 POZO A CIELO ABIERTO

El pozo a cielo abierto permite:

- Observar directamente las características estratigráficas del subsuelo.
- Rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.
- Conocer módulos de deformación horizontal y vertical in situ mediante la realización de pruebas de placa a la profundidad estudiada.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de las lomas y de algunas transiciones; aunque también se puede realizar en suelos blandos y con nivel freático, tomando en cuenta las recomendaciones necesarias en los sistemas de bombeo.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir in seco pozos de por lo menos 80cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramienta manual.

Para la excavación manual, el equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, malacate mecánico para 250kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería; además, si el nivel freático está a una profundidad menor que lo que se desea explorar con este método y cuyas filtraciones deban controlarse adecuadamente para permitir que la excavación se desarrolle in seco y así lograr un avance y muestreo óptimos se hará como sigue:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- El procedimiento de excavación debe realizarse por etapas de 1m de profundidad, protegiendo las paredes del pozo con una capa de mortero de 5cm de espesor, reforzada con malla electrosoldada de alambre de calibre 10 y 15cm de separación.
- Al llegar a la zona del acuífero, inmediatamente se instalarán drenes horizontales en los puntos con mayor aportación de agua; los drenes serán tubos rasurados metálicos o de PVC de 1" de diámetro y 1m de longitud, que se instalarán a presión o impacto, dependiendo de la compacidad de estrato.
- Las bocas de los tubos se conectarán entre sí a una manguera, que descargará a un tambo de 200lts., sujeto contra la pared del pozo; en el tambo se colocará una bomba con electrónivel o eyector, capaz de mantener un gasto de aproximadamente 0.1 a 0.5lts/seg.
- Una vez instalados los drenes, se protegerá con mortero la pared del pozo, vigilando que todas las filtraciones se hayan canalizado a través de los drenes; a el mortero deberá agregarse un acelerante de fraguado para permitir su colocación eficiente.
- La excavación del pozo únicamente podrá continuarse cuando el acuífero se haya controlado eficientemente.
- Es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

Para la excavación con máquina, se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de que se emplea para la construcción de pilas de cimentación.

La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se pretende explorar, como guía, puede decirse que en suelos secos duros, las más ligeras (tipo Caldwell) pueden perforar hasta 15.0m y más pesadas como las tipo Watson o Soilmec hasta 30.0m en diámetros de 1.0 a 1.50m.

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillos, brochas, estufas o lámparas de gasolina, mancha de cielo, parafina y brea.

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación; si se utilizan tablonces y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (6x6, 10/10) separados por lo menos 2cm de la pared de la excavación. La malla se fija en anclas cortas de varilla corrugada hincadas a presión y después manualmente el mortero se aplica con un espesor mínimo de 4cm. Los anillos generalmente empleados son de 1m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

Excavación con máquina. La perforación mediante máquina de rotación también puede presentar paredes inestables; en estos casos, el problema deberá resolverse con anillos de malla de acero y mortero.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

En la excavación se deja un escalón, en el cual se limpia un área de unos 50cm Φ , a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo del suelo (25x25cm). Posteriormente la muestra se envuelve con manta de cielo y se impregna con parafina y brea calientes mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y piso del pozo con torcómetro o penetrómetro portátil.

La calidad del muestreo es superior a la que se puede obtener de la mejor manera en un sondeo convencional.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a muestras cúbicas obtenidas en un pozo a cielo abierto comparados con los realizados a muestras obtenidas con tubo Shelby llegan a tener diferencia hasta de 10 veces un valor con respecto al otro, lo que podría redituarse en economía de construcción con un diseño más depurado.

No se recomienda para disminuir las filtraciones al pozo, la perforación con instalación de bombas cuando se tiene nivel freático porque no logran reducir dichas filtraciones.

Tampoco se recomienda la inyección de lechada de cemento en el suelo cuando exista filtración en el pozo porque no logra disminuirlas.

El costo aproximado con este tipo de exploración es como 5 veces más que un sondeo convencional. El tiempo de ejecución llega a ser hasta 10 veces mayor en un pozo profundo a cielo abierto que un sondeo convencional a la misma profundidad.

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son:

- a) la profundidad máxima que puede alcanzarse
- b) el tiempo y costo de ejecución
- c) que el nivel freático sea profundo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las características estratigráficas y físicas del subsuelo encontradas en el pozo a cielo abierto excavado en el sitio de interés se muestran en el anexo de imágenes.

El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuaron por parte de un ingeniero especialista en geotecnia.

3.1.2 PENETROMETRO MANUAL INSTRUMENTADO

Se determinó la resistencia de los materiales in situ mediante un penetrómetro manual instrumentado.

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrometro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes. Este tipo de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones son poco confiables.

El penetrómetro estándar, es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura. El tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestras. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie una vez hincado el muestreador. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm. con la masa de 64 kg., dejada caer desde 75 cm. de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm. (de 15 a 45cm.); los golpes en los primeros 15 cm. se desprecian, porque se consideran no representativas por la alteración inducida a causa de la perforación.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que al cable de manila tenga un máximo de dos vueltas a la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una Vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la

profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol. La información de campo debe recopilarse en un registro, si se decide hincar el penetrómetro 60 cm., deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

RESULTADOS:

- Muestras alteradas
- Perfil estratigráfico
- Resistencia a la penetración

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO IV

ENSAYES DE LABORATORIO

4.1 INFORMACION GENERAL DE LAS PRUEBAS EFECTUADAS

En las muestras representativas alteradas, obtenidas de los pozos a cielo abierto excavados, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco.
- Contenido de agua
- Límites de consistencia y/o granulometría
- Densidad de sólidos

En las muestras cúbicas inalteradas, labradas de los pozos a cielo abierto excavados, además de las anteriores pruebas se hicieron:

- Peso volumétrico natural
- Compresión triaxial rápida (no consolidada — no drenada)

En las muestras inalteradas de la subrasante se hicieron las siguientes pruebas:

- Contenido natural de agua
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Valor relativo de soporte (CBR)

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

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia, se determinó el porcentaje de finos y la densidad de sólidos. En el Anexo II se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia y granulometrías.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en las muestras inalteradas, ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada. Se efectuaron en las muestras ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU). La ley de

resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada-drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en Anexo II. Se determinó el peso volumétrico en estado natural.

Los parámetros de deformabilidad del suelo, correspondientes al módulo de elasticidad, se obtuvieron de las gráficas de esfuerzo-deformación de las pruebas UU. Los resultados de laboratorio efectuados en las muestras obtenidas de la subrasante se muestran en Anexo II.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la S.A.R.H.

4.1.1 IDENTIFICACION VISUAL.

La identificación visual, es el reconocimiento preliminar del suelo sin necesidad de empleo de equipos o ensayos de laboratorio, los cuales más tarde nos darán una confirmación y permitirán ampliar la información obtenida en terreno.

Esta identificación es una etapa previa para el estudio de Mecánica de Suelos, de ahí su gran importancia. A pesar de que los ensayos son muy simples de realizar, la identificación visual requiere de cierta experiencia para poder diferenciar los distintos tipos de suelos. Los términos usados para designar a los tipos de suelos son: grava, arena, limo y arcilla; pero es sabido que los suelos naturales generalmente son una mezcla de dos o más de éstos y muchos contienen una cantidad de materia orgánica en un estado de descomposición parcial o total. Sin embargo, es posible discernir el componente predominante y asimilar las muestras a un grupo y los demás constituyentes del suelo se indican como adjetivos. Así, una arcilla limosa tiene las propiedades de una arcilla, pero contiene una cantidad importante de limo; un limo orgánico está compuesto prioritariamente por limo, pero contiene una cantidad significativa de materia orgánica.

Se conoce como suelos granulares a las arenas y a las gravas, y como suelos finos a las arcillas y limos. Esta distinción está basada en la visibilidad o no, a simple vista de las partículas individuales del suelo en cuestión. En laboratorio, la diferencia entre suelo fino y grueso, está normalizada y se consideran suelos finos los que pasan por la malla N° 200 ASTM (0.074 mm.).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Identificación y descripción de suelos finos. Para conocer si un suelo fino es limo o arcilla, se recurre a dos experiencias sencillas: el ensayo de sacudimiento ó dilatancia y el de amasado.

- Ensayo de sacudimiento o dilatancia. Para esta experiencia se toman unos 5 cc. de suelo al que se le agrega agua hasta formar una bolita de suelo, la que debe contener una humedad tal que el agua casi aparezca en la superficie. Luego se coloca en la palma de la mano y se sacude horizontalmente golpeándola en forma reiterada y fuerte contra la otra mano.

Se dice que el suelo tiene reacción rápida al sacudimiento cuando la pasta cambia de forma y muestra el agua en su superficie con unos pocos golpes, en este caso se puede asegurar que se trata de un limo. Si la reacción del suelo es muy lenta o no hay reacción, es decir, no hay cambio de forma en la pasta de suelo y el tiempo necesario para que el agua brille en la superficie del suelo es mucho mayor, se puede concluir que se trata de una arcilla.



PRUEBA DE SACUDIMIENTO

Reacciones intermedias dejan una interrogante para identificar el suelo y por ello es necesario recurrir a un ensayo de amasado para despejar la interrogante. Sin embargo, en el caso en que el tipo de suelo fino se pueda definir sólo con el ensayo de sacudimiento, es siempre conveniente continuar con el ensayo de amasado que se enuncia a continuación.

- Ensayo de amasado o de tenacidad. Para realizar este ensayo se toma la pasta usada en el ensayo de sacudimiento y se amasa entre las manos, formando un tipo de bastón que decrece en diámetro. Cuando este elemento alcance un diámetro de aproximadamente 3 mm., se reconstituye la bolita y se amasa nuevamente, formando el bastón con las características dadas anteriormente, lo que se repite hasta que este bastón se rompa en varias partes al ser amasado (figura 4.1).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En los ciclos finales la bolita se debe oprimir fuertemente entre los dedos, debido a la pérdida de humedad que sufre la pasta de suelo al ser amasada en forma reiterada.

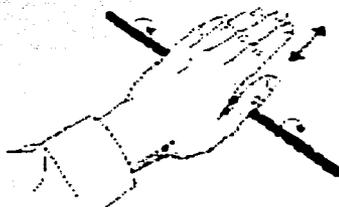


FIGURA 4.1 PRUEBA DE TENACIDAD.

Durante el ensayo se deben observar las características del suelo analizado.

- Resistencia que opone el suelo al amasado cuando está cerca de las condiciones de ruptura descritas: una arcilla opone mucha resistencia al amasado, en cambio un limo opone una baja resistencia.

- Plasticidad: durante el amasado el suelo está constantemente perdiendo humedad y durante todo el proceso de amasado, el suelo se comporta plásticamente, pero deja de hacerlo una vez que alcanza la humedad que tiene el bastón al romperse.

- Brillo: cuando se alcanza la rotura del bastón de suelo, se pueden unir sus partes al oprimirlas entre sí fuertemente con los dedos, se frota entonces el suelo contra la uña observando si éste se produce en la superficie frotada (las arcillas presentan una superficie brillante que va en aumento según el crecimiento de la plasticidad, es decir, es más brillante si la arcilla es más plástica).

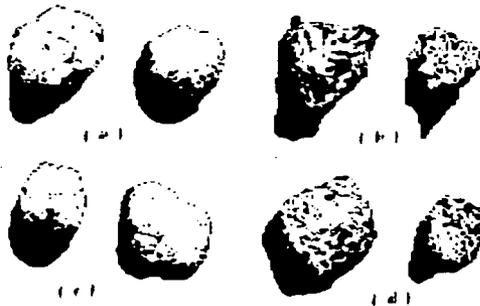
Identificación y descripción de suelos granulares. En comparación a los suelos finos, los suelos granulares son más fáciles de identificar. En terreno se considera un tamaño de 5 mm. para separar las gravas de las arenas.

Las gravas pueden separarse en gruesas (80 mm. a 20 mm.) y finas (20 mm. a 5 mm.). En laboratorio las arenas pueden separarse en arenas gruesas, medias y finas, según sea su tamaño dominante.

- Arenas gruesas. Entre la malla N° 4 ASTM (4,76 mm.) y la malla N° 10 ASTM (2 mm.).
- Arenas medias. Entre la malla N° 10 ASTM y la malla N° 40 ASTM (0,42 mm.).
- Arenas finas. Entre la malla N° 40 ASTM y la malla N° 200 ASTM (0,074 mm.).

En la descripción de un suelo granular se deben incluir ciertas características particulares de importancia, las cuales van a influir en el comportamiento de éste.

- Suelo predominante (grava arenosa, arena con grava, etc.).
- Porcentaje estimado de bolones (este porcentaje junto con el tamaño de los bolones debe ser estimado, de ser posible, en el pozo de reconocimiento y no en la muestra obtenida).
- Tamaño máximo de las gravas o bolones en pulgadas.
- Tamaño de los granos dominantes (para los suelos pobremente graduados, es decir, que no tienen una buena distribución de tamaños, se debe indicar si las arenas son gruesas, medias o finas, al igual que las gravas si son gruesas o finas, aunque para esto se requiere de cierta experiencia).
- Forma de los granos (figura 4.2).



(a) Redondeados - (b) Subredondeados - (c) Angular - (d) Subangular

FIGURA 4.2 FORMA DE LAS PARTÍCULAS. FUENTE: GEOTECNIA LNV, 1993.

- Porcentaje de finos (es siempre conveniente dar rangos del contenido de finos que posee el suelo).

- Estado de las partículas (si el mineral constituyente de los granos no es sano y está en estado de alteración, las partículas pueden romperse entre las manos).
- Plasticidad de los finos (este dato puede ser entregado de acuerdo a los procedimientos indicados en la identificación de suelos finos).

Descripciones comunes en suelos finos y granulares. Las características que a continuación se señalan, deben acompañar a la descripción de un suelo, además de las indicadas anteriormente para suelos granulares.

- **Tamaño.** Los suelos gruesos en que más de la mitad de las partículas son visibles. En la estimación se excluyen las partículas mayores a 80 mm. (3"). Este porcentaje debe estimarse visualmente y debe ser independiente del material inferior a 80 mm.

La fracción gruesa comprende los tamaños de gravas y arenas y la fracción fina limos y arcillas. En caso de suelos mixtos, la muestra se identifica sobre la base de la fracción predominante usando los adjetivos que se señalan para la fracción menos representativa:

- **Indicios** : 0 - 10%
- **Poco** : 10 - 20%
- **Algo** : 20 - 35%
- **Abundante** : 35 - 50%

- **Olor.** Las muestras recientes de suelos orgánicos tienen un olor característico de materias orgánicas descompuestas que ayudan a su identificación. Este olor puede hacerse manifiesto cuando es calentada una muestra húmeda. No es necesario indicar que un suelo no posee olor.
- **Color.** La variación de humedad varía el color de un suelo, por lo que se debe indicar el color predominante in situ (colores muy oscuros son indicación de contenidos orgánicos. Por el contrario colores claros indican por lo general suelos inorgánicos).
- **Humedad.** Debe indicarse el estado de humedad, es decir, seco, húmedo, muy húmedo, saturado, etc.
- **Estructura.** Si el material presenta capas alternadas de varios tipos ó colores se denominará estratificado; si las capas o colores son delgadas menores a 6 mm. será laminado; si presenta grietas definidas se llamará laminar; si presenta inclusión de suelos de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

textura diferente se llamará lenticular; si hay presencia de agujeros de raíces o de aberturas porosas se llamará vesicular; etc.

- Cementación. Algunos suelos muestran evidencia definida de cementación en estado inalterado, si así fuera, debe destacarse e indicar el grado de cementación (débil o fuerte). Se deberá verificar con ácido clorhídrico si es debida a carbonatos y su intensidad debe definirse como ninguna, débil o fuerte.

- Clasificación. Se debe indicar la clasificación probable. Pueden usarse clasificaciones dobles cuando un suelo no pertenece claramente a uno de los grupos, pero tiene fuertes características de ambos grupos. Debe indicarse entre paréntesis para indicar que han sido estimadas.

- Densificación. Es el estado de densificación o firmeza que tiene el suelo en terreno. Para suelos granulares se habla de compacidad y existen estados densos, medios y sueltos. Para suelos finos se habla de consistencia y sus estados se conocen como firmes, medios y blandos. En la tabla de la figura 4.3 se indica la clasificación del suelo según su consistencia.

Consistencia	Valor estimado de cohesión (c) Kgs/cm ²	Apreciación en terreno
Muy blanda	< 0,10	Fluye entre los dedos
Blanda	0,10 a 0,25	Moldeable con presión suave
Media	0,25 a 0,50	Moldeable con presión fuerte
Firme	0,50 a 1,00	Ahuellable con la yema del dedo
Dura	1,00 a 2,00	Marcable sólo con la uña
Tenaz	> 2,00	No se puede marcar con la uña

FIGURA 4.3 TABLA DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN SU CONSISTENCIA.

- Nombre local: el uso de nombres típicos como caliche, maicillo, pumucita, cancagua, etc., además de su designación según el sistema de clasificación de suelo, ayuda a identificar sus condiciones naturales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para suelos finos la resistencia del suelo seco, que es realizada con las manos sobre un trozo de suelo, nos entrega una información adicional para su identificación. Se puede decir que resistencias bajas corresponden a limos y resistencias altas corresponden a arcillas.

Un suelo granular es reconocido como:

- bien graduado, si tiene una buena distribución de tamaños,
- pobremente graduado, si faltan tamaños intermedios o
- uniforme, si todos los granos tienen un tamaño muy igual.

4.1.2 CONTENIDO DE AGUA

Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, esta formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas, o sea:

$$w = (W_w / W_s) * 100 \quad (\%)$$

donde:

w = contenido de humedad expresado en %

W_w = peso del agua existente en la masa de suelo

W_s = peso de las partículas sólidas

Procedimiento. Se toma una muestra representativa de suelo, de acuerdo al tamaño máximo de las partículas, según figura 4.4

A continuación, se coloca la muestra húmeda en un recipiente previamente tarado (M_r), para proceder a pesar la muestra húmeda más el recipiente, obteniendo M_h.

Luego se coloca el conjunto dentro del horno durante 24 horas, a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$. Transcurrido dicho tiempo, se determina el peso del recipiente con la muestra seca (M_s).

Cantidad de muestra a ensayar (grs.)	Precisión de la balanza (gr.)
100	0,01
100 — 1000	0,10
1000	1,00

FIGURA 4.4a PRECISIÓN DE BALANZAS SEGÚN CANTIDAD DE MUESTRA.

Tamaño máximo de las partículas (mm.)	Cantidad a ensayar (grs.)
50	3000
25	1000
12,5	750
5	500
2	100
0,5	10

FIGURA 4.4b CANTIDAD DE MUESTRA A ENSAYAR SEGÚN TAMAÑO MÁXIMO.

Cálculos.

- Calcular el contenido de humedad (w) de la muestra:

$$w = (M_h - M_s) / (M_s - M_r) * 100 \quad (\%),$$

donde:

M_h = peso recipiente más la muestra de suelo húmedo (grs.)

M_s = peso recipiente más la muestra de suelo seca (grs.)

M_r = peso recipiente (grs.)

Observaciones.

- Se recomienda usar el horno a 60°C , para no falsear la humedad en suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, yeso o ciertos tipos de arcillas.

- En la mayoría de los casos, el tiempo de secado varía dependiendo del tipo de suelo. Por ejemplo una muestra de arena puede secarse en sólo algunas horas, ciertas arcillas podrán tardar más de 24 horas. En caso de que el tiempo establecido sea insuficiente, la muestra continuará en el horno hasta obtener pesadas consecutivas constantes transcurridas 4 horas entre ellas.
- Para evitar pérdidas de humedad, como también absorción de humedad atmosférica luego de extraer la muestra del horno, se recomienda el empleo de recipientes herméticos con tapa.
- Las muestras ensayadas para determinar la humedad, deberán ser descartadas y no se utilizarán en ningún otro ensayo.

4.1.3 LIMITES DE CONSISTENCIA Y/O GRANULOMETRIA

Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o USCS. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub-bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., depende de este análisis.

Para obtener la distribución de tamaños, se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente.

Para suelos con tamaño de partículas mayor a 0,074 mm. (74 micrones) se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices de abertura y numeración indicado en la tabla 4.5. Para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tamiz (ASTM)	Tamiz (Nch) (mm.)	Abertura real (mm.)	Tipo de suelo
3 "	80	76,12	Ü
2 "	50	50,80	÷
1 1/2 "	40	38,10	ý GRAVA
1 "	25	25,40	÷
3/4 "	20	19,05	÷
3/8 "	10	9,52	p
Nº 4	5	4,76	ý ARENA GRUESA
Nº 10	2	2,00	Ü
Nº 20	0,90	0,84	ý ARENA MEDIA
Nº 40	0,50	0,42	p
Nº 60	0,30	0,25	Ü
Nº 140	0,10	0,105	ý ARENA FINA
Nº 200	0,08	0,074	p

FIGURA 4.5. TABLA DE NUMERACIÓN Y ABERTURA DE TAMICES.

MÉTODO PARA ANÁLISIS MECÁNICO.

Equipo necesario.

- Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.
- Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kgs. y 2000 grs. y precisiones de 1 gr. y 0,1 gr. respectivamente.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Un vibrador mecánico.
- Herramientas y accesorios: Bandeja metálica, poruña, recipientes plásticos y escobilla.

Procedimiento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándola con un mazo), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otro similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del árido, indicado en la tabla de la figura 4.6.

Tamaño máximo de partículas (mm.)	Cantidad mínima a ensayar (kgs.)
5	0,50
25	10,0
50	20,0
80	32,0

FIGURA 4.6. TABLA DE CANTIDAD MÍNIMA A ENSAYAR SEGÚN TAMAÑO DE PARTÍCULAS.

Se seca el material ya sea al aire a temperatura ambiente, o bien dentro de un horno a una temperatura inferior a 60° C, hasta conseguir pesadas consecutivas constantes en la muestra cada 30 minutos. Cuando esté seca, se obtiene la cantidad mínima recomendada (Mt) a ensayar según la tabla anterior.

Inmediatamente obtenido el tamaño de muestra a ensayar, se separa a través del tamiz 3/8" ASTM (10 mm.). La fracción retenida en este tamiz, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0,074 mm. Para esto, se remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, enseguida se lava el suelo colocando como filtro la malla N° 200 ASTM (0,08 mm.), hasta observar que el agua utilizada salga limpia. El material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca a horno durante 24 horas. Cumplido el tiempo de secado y una vez enfriada la muestra, se pesa (Mf) y por diferencia con respecto a Mt se obtiene el material fino por lavado.

A continuación, se deposita el material en la criba superior del juego de tamices, los que deberán encontrarse limpios y ordenados en forma decreciente hasta la criba 3/8". El juego deberá contar de una tapa en la parte superior y una bandeja de residuos en la inferior. Se hace vibrar el conjunto durante 5 a 10 minutos (figura 4.7.), tiempo después del cual se retira del vibrador y se registra el peso del material retenido en cada tamiz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

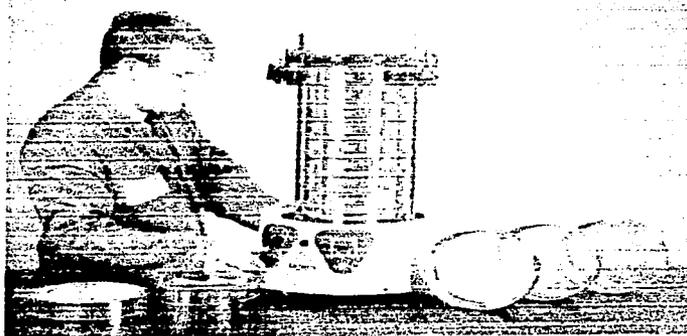


FIGURA 4.7. JUEGO DE TAMICES.

Para la fracción de muestra que pasó el tamiz 3/8", el procedimiento es similar, salvo que una vez lavada y seca, se ensaya una muestra representativa de 500 grs. utilizando los tamices comprendidos entre la malla N° 4 y la N° 200 ASTM.

Cálculos y gráficos.

De acuerdo a los valores de los pesos retenidos en cada tamiz, registrar los siguientes datos en la hoja de cálculos:

PORCENTAJE RETENIDO EN CRIBAS (%RC):

$$\%RC = PRC / Mt * 100 (\%)$$

donde:

PRC = peso retenido en cada criba (grs.)

Mt = peso total de la muestra seca (grs.)

PORCENTAJE RETENIDO EN MALLAS (%RM):

$$\%RM = PRM * K / 500 (\%)$$

donde:

PRM = peso retenido en cada malla (grs.)

K = porcentaje de muestra que pasó el tamiz 3/8" (%)

● = peso de la muestra representativa (grs.)

PORCENTAJES RETENIDOS ACUMULADOS, suma acumulativa de los porcentajes retenidos en cribas y mallas.

PORCENTAJES QUE PASA, los que consisten en restar a 100% el porcentaje

retenido acumulado en cribas y mallas.

CALCULAR EL PORCENTAJE DE PÉRDIDA (%P) para cada fracción de material, mediante la siguiente expresión:

$$\%P = (M_1 - M_2) / M_1 * 100 (\%)$$

donde:

M_1 = peso del material (grava o arena) a ensayar (grs.)

M_2 = sumatoria de pesos retenidos (grs.)

Graficar la curva granulométrica, donde la ordenada será el porcentaje que pasa en peso en cada tamiz en escala natural y la abscisa el tamaño (diámetro equivalente) de las partículas en escala logarítmica. De esta curva se obtiene el porcentaje de gravas, arenas, finos y diámetros mayores a 3" del suelo.

Calcular el coeficiente de uniformidad (C_u), el cual es una medida de uniformidad (graduación) del suelo y el coeficiente de curvatura (C_c), el cual es un dato complementario para definir la uniformidad de la curva, mediante las siguientes expresiones:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} * D_{10})$$

donde:

D_{10} = tamaño donde pasa el 10% del material

D_{30} = tamaño donde pasa el 30% del material

D_{60} = tamaño donde pasa el 60% del material

Observaciones.

- Si una vez extraída la muestra de ensayo (M_f), existen partículas mayores a 80 mm. (3"), se deberá extraer esta fracción, pesar y expresarla en porcentaje del total de la muestra. Luego al efectuar el análisis granulométrico, se considerará como el 100% al suelo restante que pasó completamente la criba 3" ASTM.

- El proceso de lavado de la muestra debe ser realizado cuidadosamente de modo de no dañar el tamiz o producir pérdidas de suelo al ser lanzado este fuera del tamiz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- En suelos limpios de finos, las fracciones separadas en el tamiz 3/8" ASTM, se someten directamente al tamizado. Esto se denomina granulometría vía seca.
- Para la fracción de material retenido en el tamiz 3/8" ASTM, el tiempo de vibrado estará en función de la forma de las partículas. Mientras más angulares sean éstas, mayor será el tiempo de vibrado.
- Durante el proceso de tamizado, si la cantidad de material retenido en determinados tamices es tal que el juego no puede ser bien ajustado, se agita este en forma manual con movimientos horizontales y verticales combinados, hasta lograr un buen ajuste para colocarlo en la máquina vibradora.
- Alternativamente, el tamizado podrá realizarse en forma manual, depositando la muestra en cada uno de los tamices, ordenados en forma decreciente y tomando luego el tamiz en forma inclinada. Se golpea por los costados con la palma de la mano 150 veces por minuto, girando cada 25 golpes.
- Un material se podrá señalar como bien graduado, si el coeficiente de uniformidad es mayor a 4 si se trata de una grava y mayor a 6 para una arena. Además, el coeficiente de curvatura deberá estar comprendido entre 1 y 3.
- Si la suma de los pesos retenidos parciales difiere en más de un 3% para las arenas y más de 0,5% para las gravas, con respecto al peso inicial de la muestra de suelo empleada en cada fracción, el ensayo es insatisfactorio y deberá repetirse.

4.1.4 DENSIDAD DE SÓLIDOS

Se define como densidad de un suelo la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan.

Tratándose de gravas o piedras, se determina la densidad con relación al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado.

El valor de la densidad, que queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos. Para su determinación se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas.

La densidad de los suelos varía comúnmente entre los siguientes valores:

Cenizas volcánicas	2.20 a 2.50
Suelos orgánicos	2.50 a 2.65
Arenas y gravas	2.65 a 2.67
Limos inorgánicos y guijarros arcillosos	2.67 a 2.72
Arcillas por plásticas y medianamente plásticas.	2.72 a 2.78

ESTADO DE GUATEMALA
 INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 LABORATORIO NACIONAL DE SUELOS Y GEOTECNIA
 CALLA DE ORIGEN

Arcillas medianamente plásticas y muy plásticas.	2.78 a 2.84
Arcillas expansivas	2.84 a 2.88

Calibración del matraz.

El peso del agua que un matraz puede contener varía con la temperatura; esto se debe, por una parte, a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del recipiente; y, por otra parte, se modifica la densidad del agua.

Es conveniente formar, para cada uno de los matraces, una gráfica de calibración, o sea, una curva que tenga, por ordenadas, los pesos de matraz con agua hasta la marca de aforo y, como abscisas, las temperaturas correspondientes. Teniendo esta gráfica, se puede conocer rápidamente el dato requerido para el ensayo.

PROCEDIMIENTO

- 1.- De la muestra preparada, que ha pasado por la malla Núm. 4 (4.69 mm.), se toman unos 200 g. procurando que la muestra sea representativa colocarla en un mortero y homogeneizarlo agregando agua destilada hasta tener una solución semilíquida.
- 2.- Colocar la solución en vaso de aluminio y mezclarlo durante 15 min. en una batidora.
- 3.- Vertir la solución en un matraz de bola de 500 ml. con ayuda de un embudo de cuello largo.
- 4.- Colocar el matraz en baño maría, conectando un sistema de vacío para extraer el aire que contiene la solución. El tiempo será igual a 15 min. a partir de que comience a hervir. Tratándose de materiales arenosos, generalmente son suficientes 10 minutos de hervido en el baño maría; se necesitarán hasta 30 minutos, para materiales arcillosos. El líquido que va a transmitir el calor puede ser cualquiera que tenga su punto de ebullición mayor a 100° C; generalmente se usa la glicerina.
- 5.- Retirar el matraz de el baño maría y agregar agua sin llegar a la marca de aforo, el agua a utilizar será destilada.
- 6.- Estabilizar la temperatura de la solución tomando lecturas, arriba, al centro y fondo de el matraz.

Cuando la diferencia de temperaturas no sea mayor a 0.1 °C se obtiene una temperatura promedio.

- 7.- Agregar agua hasta la marca de aforo.
- 8.- Pesar el matraz mas el agua mas los sólidos.
- 9.- Colocar la solución en un baso de aluminio y pesarlo.
- 10.- Colocar el vaso en el horno durante 24 hrs. o mas a una temperatura de $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$
- 11.- Retirar el vaso de el horno, dejarlo enfriar y pesarlo obteniendo el Ws.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.1.5 ENSAYO TRIAXIAL.

Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. Alcanzado ese estado de equilibrio, se aumenta la presión normal ó axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la falla.

Realizando por lo menos 3 pruebas, con presiones laterales diferentes, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a éstos, se determinan los parámetros ϕ y c del suelo.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) o consolidado drenado (CD).

MÉTODO SIN MEDICIÓN DE PRESIÓN DE POROS.

- Equipo necesario.

Máquina de compresión, provista de un sistema de lectura de cargas y deformaciones de 0,01 mm. de precisión.

Cámara triaxial. Equipo compuesto de un pistón, un tubo de cristal o cámara de presión y conexiones para producir en la muestra vacío, presión, saturación o drenaje por medio de válvulas de paso (figuras 4.7 y 4.8).

- Membrana de caucho o goma.

- Un moldeador de muestra o expansor de membrana.

- Bomba de vacío y fuente de presión.

- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^\circ \pm 5^\circ \text{C}$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Herramientas y accesorios. Recipientes plásticos, cuchillo de moldeo, equipo compactador Harvard, placas base, piedras porosa, espátula, compactador de muestras y cronómetro.

PROCEDIMIENTO PARA MUESTRA REMOLDEADAS.

- Preparación de muestra de suelo no cohesivo. Se acopla la placa base inferior a la base de la cámara triaxial y se monta la membrana de caucho, utilizando para sellar la unión, bandas de caucho o sellos de aro. Dentro de la membrana, se coloca la piedra porosa inferior y se instala el moldeador de muestra alrededor de la membrana. Si es posible, utilizar un expansor de membrana en vez del moldeador para hacer más fácil el proceso.

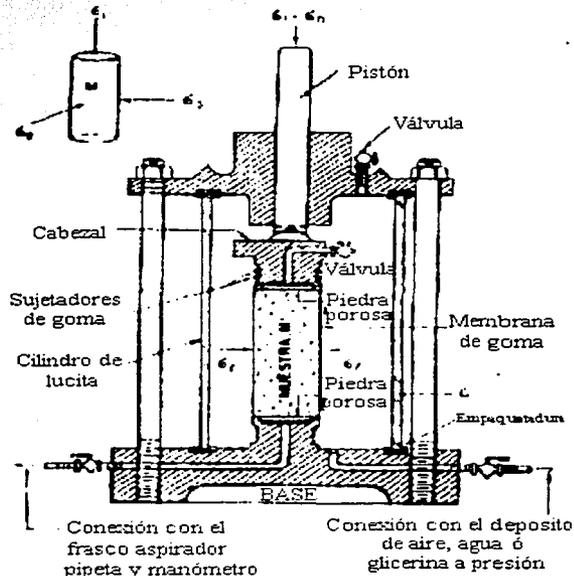


FIGURA 4.7. SECCIÓN TÍPICA EQUIPO TRIAXIAL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

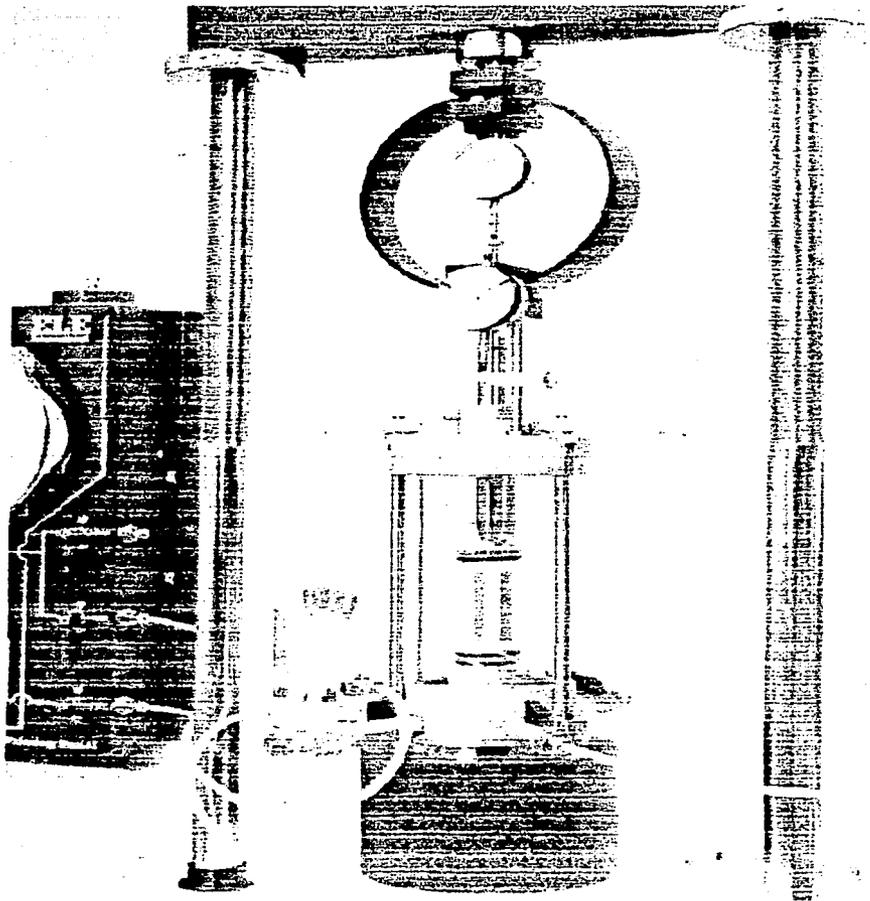


FIGURA 4.8. EQUIPO TRIAXIAL.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se deposita cuidadosamente la arena dentro de la membrana, utilizando un compactador, para mantener la forma y densidad de la muestra. Una vez alcanzada la altura de la probeta, se colocan la piedra porosa y la placa base superior, enrollando hacia esta última la parte de membrana que queda fuera del molde, sellándola de la misma forma que en la parte inferior. Con un pequeño nivel, se debe verificar que la placa base superior se encuentre totalmente horizontal.

Se realizan las conexiones de las placas base a la base de la cámara triaxial y se aplica un vacío de 200 a 250 mm. de mercurio a la muestra. Se retira el molde o el expansor de membrana y se examina que la membrana de caucho no presente filtraciones, de lo contrario tendrá que prepararse una nueva muestra. Finalmente, se determinan 4 medidas de altura de la probeta, separadas aproximadamente cada 90° y lecturas de diámetro en la parte superior, media e inferior.

- Preparación de una muestra de suelo cohesivo. La compactación de las probetas se realiza en los moldes de compactación Harvard miniatura, siguiendo un procedimiento similar al utilizado en el ensayo Proctor, pero empleando un pisón miniatura. Se prepara una muestra que cumpla con la relación L/D ($2 < L/D < 3$) y una vez terminada, con un cuchillo se escuadran sus extremos y se determinan las medidas de altura y diámetro.

Luego se fija la membrana al expansor de membrana, dejando una holgura de ± 3 mm. con respecto al diámetro de la probeta y se lubrica suavemente el interior de la membrana para facilitar la colocación de la muestra. Se podrá utilizar vaselina de petróleo, polvo de teflón o sólo humedecer con agua para la lubricación.

Se acopla la placa base inferior a la base de la cámara triaxial y se coloca la piedra porosa. Se coloca el conjunto del expansor y la membrana de caucho sobre la placa y se inserta la muestra dentro de ella. Se realiza la fijación inferior, se colocan la piedra porosa y la placa base superior, sellando el excedente de membrana hacia la placa y se verifica el nivel de ésta.

Finalmente, se retira el expansor de membrana y se realizan las conexiones de las placas base a la base de la cámara triaxial. Para estos suelos no se aplica vacío para verificar posibles filtraciones.

- Aplicación de presiones. Se coloca el tubo de cristal sobre la base de la cámara triaxial, logrando un sello completamente hermético y se la lleva a la máquina de compresión, haciendo un ligero contacto entre la barra de carga de la máquina y el pistón de carga de la cámara.

Posteriormente, se aplica una presión de confinamiento (σ_3) predeterminada, por medio de aire comprimido, abriendo luego la válvula de salida o drenaje para verificar que no exista

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

presión de aire (que indicaría que existen filtraciones en la muestra por lo que se tendría que volver a iniciar).

Ante el contacto entre el pistón de la cámara y la barra de carga de la máquina al aplicar s_3 , el lector de carga habrá registrado cierta medición, por lo que deberá llevarse a cero.

Se ajusta el lector de deformación, se determina la velocidad de carga de la máquina (0,5 a 12,5 mm/min) y se prende ésta, tomando simultáneamente las lecturas de deformación, tiempo y carga, en las siguientes divisiones del lector de deformación: 5, 15, 25, 50 y de aquí en adelante cada 50 o 100 divisiones hasta que suceda uno de los siguientes casos:

- la carga aplicada disminuye,
 - la carga aplicada se mantiene constante por 4 lecturas o
 - la deformación sobrepasa el 20% de la deformación unitaria previamente calculada.
- Luego que falle la muestra, apagar la máquina, soltar la presión del equipo y remover la muestra, para realizar 2 a 3 ensayos adicionales, con diferente presión (σ_3).

VARIACIONES EN EL PROCEDIMIENTO SEGÚN ALTERNATIVA DE ENSAYO.

- En un ensayo triaxial UU, la válvula de drenaje se mantiene cerrada en todo el ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. El ensayo comienza inmediatamente aplicada la presión de confinamiento. Este procedimiento no podrá realizarse para un suelo cohesivo 100% saturado.
- En un ensayo triaxial CU, se mantiene la válvula de drenaje abierta al aplicar la presión de confinamiento. Al terminar la consolidación, se cierra la válvula y se aplica la presión axial (σ_1).
- En un ensayo triaxial CD, se mantiene la válvula de drenaje abierta durante todas las fases del ensayo. La presión axial deberá ser aplicada a una velocidad más baja que las anteriores, de modo de evitar que los resultados se vean afectados por la presión de poros.
- En caso de saturar la muestra para ensayarla, una vez aplicada la presión de confinamiento se abre la válvula de paso. Este proceso es lento, especialmente en suelos cohesivos, donde es posible aplicar una presión positiva menor que σ_3 (ejemplo $\sigma_3 / 2$) al recipiente que contiene el agua, de modo de acelerar la saturación.
Cálculos y gráficos.
- Obtener densidad, humedad y grado de saturación de la muestra a ensayar.

- Calcular la altura inicial (L_0) de la probeta, como la media aritmética de las lecturas realizadas.

- Calcular el diámetro (D) de la probeta:

$$D = (d_i + 2 \cdot d_m + d_s) / 4 \text{ (cm)}$$

donde: d_i = diámetro inferior (cm.)

d_m = diámetro medio (cm.)

d_s = diámetro superior (cm.)

- Calcular el área (A) y el volumen (V) de la probeta:

$$A = \pi \cdot (D/2)^2 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ y } V = A \cdot L_0 \text{ (cm}^3\text{)}$$

- Calcular la deformación unitaria (ϵ) para cada aplicación de carga, mediante la expresión:
 $\epsilon = \Delta L / L_0$

donde: ΔL = variación de altura de probeta (cm.)

- Calcular el área corregida (A_c) para cada aplicación de carga, mediante la expresión:
 $A_c = A / (1 - \epsilon) \text{ (cm}^2\text{)}$

- Calcular el esfuerzo desviador (σ_c) para cada unidad de área, mediante la expresión:
 $\sigma_c = P / A_c \text{ (kgs/cm}^2\text{)}$

donde: P = carga aplicada (kgs.)

- Graficar la deformación unitaria ($\epsilon \cdot 10^{-2}$) contra el esfuerzo desviador para cada presión de confinamiento.

- Dibujar los círculos de Mohr para todos los ensayos sobre un mismo gráfico y trazar una tangente ó envolvente a estos. Obtener los parámetros ϕ y c del suelo (figura 4.9), midiendo la pendiente de la tangente, que corresponderá al ángulo de fricción interna (ϕ) y el intercepto con la ordenada, que corresponderá a la cohesión (c).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

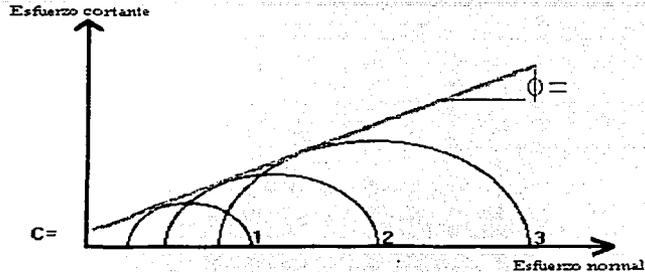


FIGURA 4.9. GRÁFICO TÍPICO DE ENSAYO

- Cálculos según diagramas pq. Para cada ensayo calcular el valor de p y q, mediante las siguientes expresiones:

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

El procedimiento consiste en dibujar los puntos (p,q) siendo p la abscisa. Luego unir los puntos con una línea suave (llamada trayectoria de esfuerzos o línea K), medir la pendiente (α) y determinar intercepto con la ordenada (a).

Aplicando principios trigonométricos en la figura 4:10., se obtiene para ϕ : $\text{sen } \phi = \tan \alpha$ y para c : $c = a / \cos \phi$

Comparar los valores obtenidos (ϕ y c) por medio del gráfico de diagrama p-q, con los determinados por el método normal.

- Para un suelo no cohesivo, calcular analíticamente los valores de ϕ y c, mediante las siguientes expresiones:

$$\text{sen } \phi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \phi / 2) + 2 \cdot c \cdot \text{tg} (45^\circ + \phi / 2)$$

- Para un suelo cohesivo ($\phi = 0$), calcular analíticamente el valor de c, mediante la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2 \cdot c$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

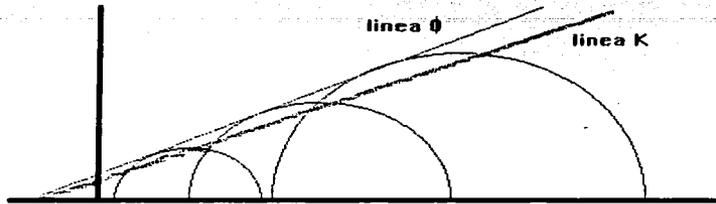
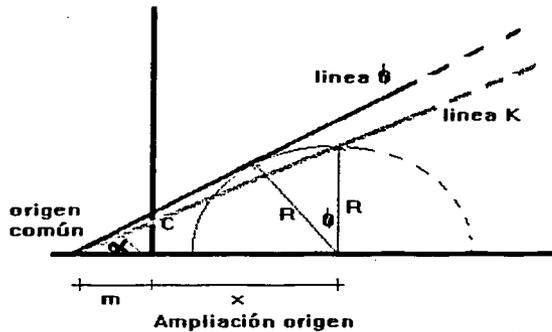
Relación entre línea ϕ y línea K

FIGURA 4.10. GRÁFICOS DE DIAGRAMAS P-Q

MÉTODO CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE POROS.

A través de este método, el que requiere de un equipo adicional medidor de presiones intersticiales que se conecta a la cámara triaxial, es posible obtener los parámetros de esfuerzo efectivos (ϕ y c) de suelos parcialmente saturados, ya que generalmente cualquier ensayo cortante, esta referido en términos del esfuerzo total, o sea, incluye tanto los esfuerzos intragranulares como los intersticiales y como es sabido, el esfuerzo cortante dentro de una masa de suelo a la que se le aplica una carga, sólo lo asume el esqueleto granular, ya que el agua no puede asumir esfuerzos apreciables de corte a menos que se encuentre congelada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.1.6 VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)

La finalidad de este ensayo, es determinar la capacidad de soporte (CBR) de suelos y agregados compactados en laboratorio, con una humedad óptima y niveles de compactación variables. Es un método desarrollado por la división de carreteras del Estado de California (EE.UU.) y sirve para evaluar la calidad relativa del suelo para sub-rasante, sub-base y base de pavimentos.

El ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un (%) de la relación de soporte. El (%) CBR, está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad, en una probeta normalizada constituida por una muestra patrón de material chancado.

La expresión que define al CBR, es la siguiente:

$$\text{CBR} = (\text{carga unitaria del ensayo} / \text{carga unitaria patrón}) * 100 (\%)$$

De la ecuación se puede ver que el número CBR, es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica el símbolo de (%) se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero.

Usualmente el número CBR, se basa en la relación de carga para una penetración de 2,5 mm. (0,1"), sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 5 mm. (0,2") es mayor, el ensayo debe repetirse. Si en un segundo ensayo se produce nuevamente un valor de CBR mayor de 5 mm. de penetración, dicho valor será aceptado como valor del ensayo. Los ensayos de CBR se hacen sobre muestras compactadas con un contenido de humedad óptimo, obtenido del ensayo de compactación Proctor.

Antes de determinar la resistencia a la penetración, generalmente las probetas se saturan durante 96 horas para simular las condiciones de trabajo más desfavorables y para determinar su posible expansión.

En general se confeccionan 3 probetas como mínimo, las que poseen distintas energías de compactación (lo usual es con 56, 25 y 10 golpes). El suelo al cual se aplica el ensayo, debe contener una pequeña cantidad de material que pase por el tamiz de 50 mm. y quede retenido en el tamiz de 20 mm. Se recomienda que esta fracción no exceda del 20%.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MÉTODO PARA MUESTRAS REMOLDEADAS.

Equipo necesario.

- Aparato para medir la expansión (figura 4.11.), compuesto por una placa metálica provista de un vástago ajustable de metal con perforación de diámetro menor o igual a 1,6 mm. y un trípode metálico para sujetar el calibre comparador con indicador de dial.

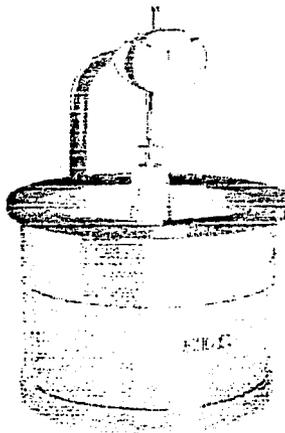


FIGURA 4.11. APARATO PARA MEDIR EXPANSIÓN.

- Prensa de ensayo de capacidad mínima de 44 KN. y cabezal o base movable a una velocidad de 1,25 mm/min para presionar el pistón de penetración en la probeta. Este equipo debe estar provisto de un dispositivo indicador de carga con lecturas de curso no menor que 50 mm.

- Molde metálico, cilíndrico de diámetro interior de $152,4 \pm 0,7$ mm. y altura de $177,8 \pm 0,1$ mm. Debe tener un collarín de extensión metálico de 50,8 mm. de altura y una placa base metálica de 9,5 mm. de espesor, con perforaciones de diámetro igual o menor que 1,60 mm. (figura 4.12).

Disco espaciador metálico, cilíndrico, de 150,8 mm. de diámetro y 61,4 mm. de altura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Pistón metálico con una cara circular de $50 \pm 0,2$ mm. de diámetro y con una masa de 2500 ± 10 grs. La altura de caída debe ser 305 ± 2 mm. controlada por una guía tubular.
- Pistón de penetración metálico de $50 \pm 0,5$ mm. de diámetro y no menor que 100 mm. de largo.
- Calibre, compuesto por dos deformímetros comparadores con indicador de dial, de 0,01 mm. de precisión.
- Sobrecargas, una metálica anular y varias metálicas ranuradas con una masa de 2,27 kgs. cada una y 149,2 mm. de diámetro, con una perforación central de 54 mm. de diámetro.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^\circ \pm 5^\circ$ C.

Herramientas y accesorios. Estanque lleno de agua, pailas o bandejas de mezcla, depósito de remojo, papel filtro, platos y tamices.



FIGURA 4.12. MOLDE CBR Y ACCESORIOS.

PROCEDIMIENTO

- Preparación de la muestra. Se prepara una muestra de tamaño igual o superior a 56 kgs. Esta muestra deberá secarse al aire o en un horno, a una temperatura menor que 60° C,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

hasta que se vuelva desmenuzable. Además, se deberán disgregar los terrones evitando reducir el tamaño natural de las partículas.

La muestra se pasa por el tamiz de 20 mm. (3/4" ASTM) descartando el material retenido. Si es necesario mantener el porcentaje de material grueso del material original se deberá efectuar un reemplazo. Para esto se determina por tamizado el porcentaje del material que pasa por el tamiz de 50 mm. (2" ASTM) y queda retenido en el tamiz de 20 mm.

Se reemplaza dicho material por una masa igual de material que pasa por el tamiz de 20 mm. y queda retenido en el tamiz de 5 mm. tomada de la porción no utilizada de suelo original.

Una vez obtenida la muestra de ensaye, se selecciona una porción representativa de unos 35 kg. para realizar el ensayo de compactación Proctor. El resto de la muestra, se divide en tres porciones de unos 7 kg. cada una.

- Compactación de probetas CBR. Normalmente se compactan de tres a cinco probetas en un rango de 90 a 100% de la DMCS determinada según el ensayo Proctor. Cada porción de suelo, se debe mezclar con una cierta cantidad de agua para obtener la humedad óptima, si es necesario curar el suelo, debe colocarse dentro de un recipiente tapado para lograr una distribución uniforme de la humedad.

Una vez que se haya pesado el molde (Mm) y verificado su volumen (Vm), se coloca el disco espaciador sobre la placa base, se fija el molde con el collarín sobre la placa y se coloca un disco de papel filtro sobre el disco espaciador. Dentro del molde se compacta mediante 5 capas cada una de las porciones de suelo húmedo, utilizando para cada porción una energía de compactación distinta (N° de golpes), de manera que la densidad a la cual se desee determinar el CBR quede comprendida entre las densidades de dos probetas. Se compactarán con 56, 25 y 10 golpes respectivamente.

Al comienzo y al final de la compactación deberán tomarse 2 muestras representativas de suelo para calcular el contenido de humedad. En caso que las muestras no sean sumergidas, la humedad se determina concluida la penetración.

Finalizada la compactación, se retira el collarín y se enrasa el suelo al nivel del borde del molde, rellenando los huecos dejados por la eliminación del material grueso con material de menor tamaño. Se retiran la placa base perforada, el disco espaciador y se pesa el molde con el suelo compactado (W_1).

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EXPANSIVAS DEL SUELO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sobre la placa base perforada, se coloca un disco de papel filtro grueso y se ajusta el molde con el suelo compactado en forma invertida, de manera que el espacio formado por el disco espaciador quede en la parte superior.

En la superficie libre de la muestra, se coloca un disco de papel filtro grueso y sobre éste se coloca la placa metálica perforada provista de un vástago regulable. Sobre ésta placa se colocarán las sobrecargas, cuyo número deberá ser especificado o de lo contrario, se usará una sobrecarga mínima de 4,54 kgs., equivalente al peso de un pavimento de hormigón de 5 pulgadas de espesor.

A continuación se coloca todo el conjunto cuidadosamente dentro del estanque sin agua, sobre pequeños bloques metálicos o de otro material con el objeto de permitir el libre acceso del agua por debajo de la muestra. Se monta el trípode y se instala el comparador de dial de tal modo que su punta palpable quede tocando el vástago.

Luego, se llena el estanque con agua y se registra la lectura inicial del comparador de dial (Li). El tiempo de inmersión dependerá del tipo de saturación. Para un ensayo con saturación normal se deja el molde sumergido durante 96 horas, en cambio para un ensayo de saturación completa se dejará el tiempo necesario hasta que no haya más hinchamiento, lo que se comprueba cuando dos lecturas de dial efectuadas con 24 horas de intervalo difieren en menos de 0,03 mm. Durante todo el tiempo de inmersión el nivel de agua se debe mantener constante.

Registrada la lectura final del comparador de dial (Lf), se retira el trípode y se saca el molde del agua, para dejarlo drenar durante 15 minutos. Finalmente se retiran las sobrecargas, los discos de papel filtro y las placas perforadas para determinar el peso del molde más el suelo compactado y saturado (W_2).

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN.

Se lleva la probeta a la máquina de ensayo y se colocan sobre ella, una cantidad tal de cargas para reproducir una sobrecarga igual a la que supuestamente ejercerá el material de base y pavimento del camino proyectado (pero no menor que 4,54 kg.), redondeando a múltiplos de 2,27 kg. En caso de que la probeta haya sido sumergida, la carga será igual a la aplicada durante la inmersión.

Se apoya el pistón de penetración con una carga lo más pequeña posible (no debe exceder de 45 Newton) y se colocan los diales de lectura de tensión y deformación en cero. Esta carga inicial, se necesita para asegurar un apoyo satisfactorio del pistón, pero debe considerarse como carga cero para la relación carga-penetración. La velocidad de carga aplicada al pistón de penetración será de 1,25 mm/min.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se anotarán las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0,65 - 1,25 - 1,90 - 2,50 - 3,10 - 3,75 - 4,40 - 5,00 - 7,50 - 10,00 y 12,5 milímetros (o bien, 0,025 - 0,050 - 0,075 - 0,100 - 0,125 - 0,150 - 0,175 - 0,200 - 0,300 - 0,400 y 0,500 pulgadas).

Finalmente, se retira el total de la muestra de suelo del molde y se determina el contenido de humedad de la capa superior, con una muestra de 25 mm. de espesor.

Si se desea determinar la humedad promedio, se deberá extraer una muestra que abarque el total de la altura del molde.

CÁLCULOS Y GRÁFICOS.

- Calcular la densidad inicial de la muestra (γ_i) antes de ser sumergida, mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_i = (W_1 - M_m) / V_m \text{ (gr./cc)}$$

donde:

W_1 = peso del molde más el suelo compactado (gr.)

M_m = peso del molde (gr.)

V_m = capacidad volumétrica del molde (cm^3)

- Calcular la densidad saturada de la muestra (γ_s) luego de ser sumergida, mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_s = (W_2 - M_m) / V_m \text{ (gr./cc)}$$

donde:

W_2 = peso del molde y el suelo compactado y saturado (grs.)

- Calcular la expansión de la muestra, como porcentaje de la altura inicial (%E), mediante la siguiente expresión:

$$\% E = E / 116,4 * 100 \text{ (\%)}$$

donde:

E = expansión en mm. (diferencia de lecturas del dial de deformación ($L_f - L_i$))

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

116,4 = altura de la probeta en mm. (altura del molde menos altura del disco espaciador)

- Obtener la curva tensión contra deformación, graficando en la ordenada, las tensiones de penetración en megapascales (MPa) y en la abscisa la penetración en milímetros. En algunos casos la curva puede tomar inicialmente una forma cóncava hacia arriba, debido principalmente a irregularidades en la superficie de la probeta. Si esto ocurriera, el punto cero debe corregirse trazando una recta tangente a la mayor pendiente de la curva y se traslada el origen al punto en que la tangente corta la abscisa (figura 4.13.).

- Usando los valores de tensión (corregidos o no) tomados de las curvas tensión contra penetración, se calcula el CBR (%) para 2,5 mm. y 5 mm. de penetración dividiendo las tensiones normales por 6,9 MPa. y 10,3 MPa. respectivamente, multiplicándolas por 100. Se calcula también el CBR para la carga máxima si la penetración es menos que 5 mm. interpolando la tensión normal.

- Usando los datos obtenidos anteriormente de las tres probetas, se dibuja la curva CBR contra densidad seca (si se trata de suelos granulares, se graficará la curva solo con la penetración de 5 mm.; en cambio para suelos arcillosos, se graficarán la de 2,5 y 5 mm. de penetración). Con ella se puede determinar el CBR correspondiente a una densidad seca preestablecida (figura 4.14.).

Observaciones:

- En suelos plásticos, el tiempo de curado no debe ser menor que 24 horas, en cambio en suelos de baja plasticidad el plazo puede ser menor e incluso podría eliminarse.

- Si la densidad a la cual se requiere el CBR, es menor que la obtenida mediante 10 golpes de pisón, se compacta la probeta con menor energía de compactación.

- Si la muestra de suelo proviene de zonas desérticas en que se asegure que las precipitaciones anuales son inferiores a 50 mm. o no nieva, se puede eliminar la inmersión.

- En suelos finos o granulares que absorben fácilmente humedad, se permite un período de inmersión más corto, pero no menor de 24 horas, ya que se ha demostrado que con este período de tiempo, no se verán afectados los resultados.

- Para suelos del tipo A-3, A-2-5, y A-2-7, el procedimiento a aplicar (inmersión o no), debe quedar a criterio del ingeniero responsable del estudio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Para suelos del tipo A-4, A-5, A-6, A-7, cuando el CBR en 5 mm. es mayor que en 2,5mm., se debe confirmar con información obtenida con ensayos previos, o bien repetir el ensayo. Si los ensayos previos o el ensayo de chequeo entregan un resultado similar, emplear la razón de soporte de 5 mm. de penetración.
- Para suelos del tipo A-1, A-2-4, y A-2-6, se calcula el CBR sólo para 5 mm. de penetración.
- En la tabla 4.15. se indican rangos de valores de CBR, con una clasificación y posibles uso como material de construcción.

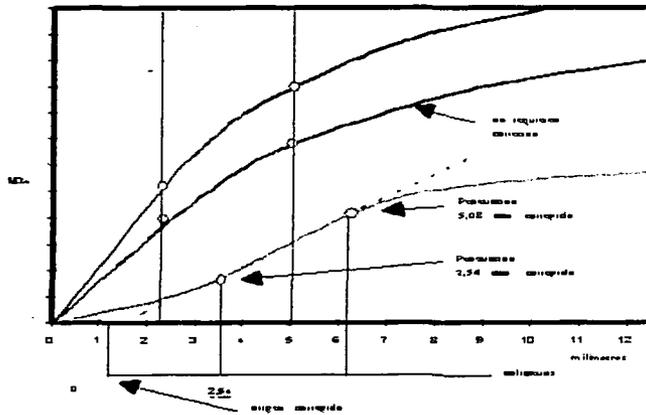


FIGURA 4.13. GRÁFICO DE CORRECCIÓN DE CURVA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

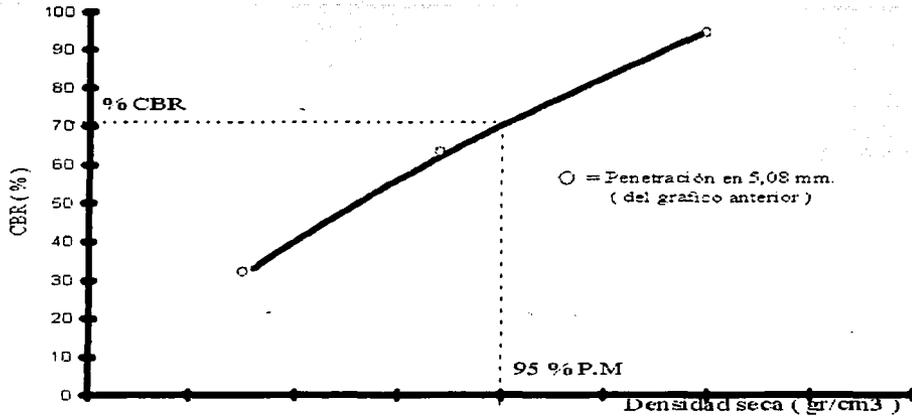


FIGURA 4.14. GRÁFICO DE DETERMINACIÓN DE CBR

CBR	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2 - 5	Muy mala	Sub-rasante
5 - 8	Mala	Sub-rasante
8 - 20	Regular - Buena	Sub-rasante
20 - 30	Excelente	Sub-rasante
30 - 60	Buena	Sub-base
60 - 80	Buena	Base
80 - 100	Excelente	Base

FIGURA 4.15. TABLA DE CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO SEGÚN EL VALOR DE CBR.

MÉTODO PARA MUESTRAS INALTERADAS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Mediante este método, se determina el CBR de un suelo cohesivo en estado natural. Se diferencia del anterior sólo en la toma de muestras, ya que los pasos para determinar las propiedades expansivas y la resistencia a la penetración son similares.

Se tomarán tres muestras inalteradas, empleando para ello moldes CBR armados en los extremos de su respectivo collarín. Para facilitar el hinchamiento del molde, el collarín que se apoya sobre la superficie del terreno tendrá sus bordes cortantes.

El procedimiento consiste en ir comprimiendo o hincando el molde contra la superficie del terreno y al mismo tiempo retirando el suelo de alrededor del molde, hasta que la muestra de suelo entre en el collarín superior por lo menos 25 mm., cuidando reducir al mínimo las perturbaciones de la muestra.

Finalmente, se retira el molde realizando un movimiento como cortando el suelo, se retira el collarín superior, se enrasan ambas caras de la muestra y se les vierte parafina sólida derretida con el fin de evitar pérdidas de humedad en el traslado al laboratorio. El peso unitario y la humedad deberán ser determinados por medio del ensayo de densidad in situ, eligiendo un lugar próximo a aquel desde donde se obtuvieron las muestras.

MÉTODO CBR IN SITU.

Es un método adecuado para determinar la capacidad de soporte de un material en el lugar donde será sometido a las sollicitaciones de la estructura que soportará. Debería realizarse cuando se presenten materiales dudosos y en movimientos de tierra importantes. Básicamente la fase de penetración de este ensayo es similar a la descrita anteriormente.

Lo usual es determinar primero la densidad in situ del material en el lugar de ensayo, el cual puede ser usado bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

- cuando in situ la densidad y el contenido de agua son tal que el grado de saturación es de un 80% o superior,
- cuando el material es de granos gruesos y su cohesión es tal que no se vea afectado por cambios en la humedad o
- cuando el material ha estado en el lugar por varios años. En estos casos La humedad no es constante pero fluctúa dentro de rangos estrechos y el ensayo CBR in situ se considera como un indicador satisfactorio de la capacidad de soporte del suelo.

Por lo general se elige un lugar donde no haya piedras mayores a 3/4", deberá removerse el material suelto y nivelar la superficie, luego se coloca un sistema de reacción montando un

gato, con anillo dinamométrico y pistón, en forma vertical, aplicando la reacción con un vehículo cargado u otro sistema (figura 4.16). En caso de que el pistón sea colocado en forma horizontal, la reacción será dada por la pared contraria del pozo construido para este efecto.

Se colocan los anillos de sobrecarga directamente al suelo y se carga el pistón al suelo con una fuerza menor que 4,54 kg. Se debe instalar un dial comparador para registrar las lecturas de deformaciones, en un punto que permanezca constante e inmóvil (por ejemplo una viga empotrada al suelo en pozos de hormigón).

La penetración se realiza en forma similar al ensayo tradicional y el ensayo se repite en otros dos puntos escogidos con anterioridad. La forma de expresar los resultados también es idéntica al método de laboratorio, es decir, trazando la curva tensión contra penetración, corrigiendo la curva si fuese necesario y calculando el CBR in situ, usando los valores de penetración de 0,1" y 0,2".

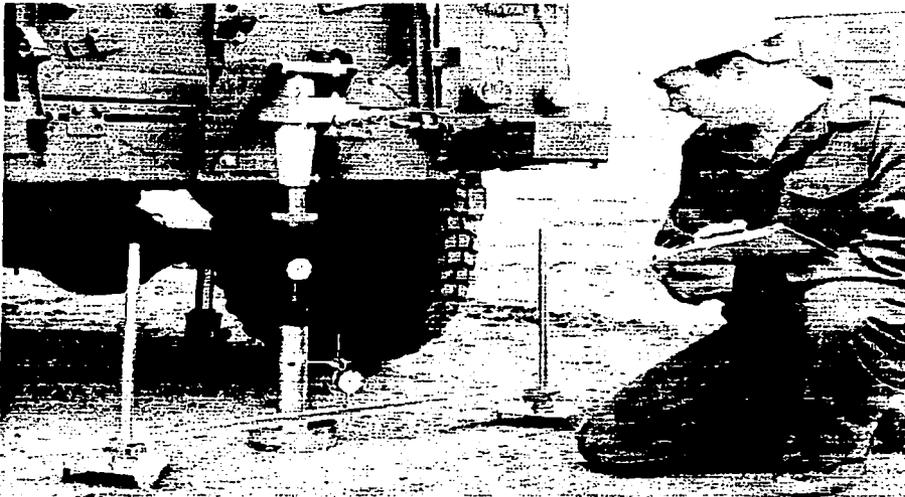


FIGURA 4.16 ENSAYO CBR IN SITU

CAPITULO V

DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO

5.1 GENERALIDADES GEOTECNICAS DEL PREDIO EN ESTUDIO

El predio de interés se encuentra en una zona de lomeríos, en las faldas de las cerranías denominadas el Chupadero y el Saucito, en la que superficialmente los materiales del subsuelo corresponden a depósitos aluviales, producto del desgaste de las rocas ígneas. Los depósitos aluviales están constituidos por clásticos de diversos tamaños, predominando una arena limosa muy compacta, cementada, y se encuentran subyacidos por un depósito de rocas ígneas, constituido por roca extrusiva ácida.

Desde el punto de vista geológico el predio de interés se encuentra en una zona de depósitos de origen aluvial en contacto con depósitos de roca ígnea, en los anexos correspondientes se muestra la carta geológica de la zona de interés, en la que se observa que superficialmente predominan los depósitos Q (al), correspondientes a depósitos aluviales del cuaternario, en contacto con un depósito (Igea), correspondiente a una roca ígnea extrusiva ácida.

El sitio de interés se encuentra sobre una superficie horizontal que había sido destinada a la agricultura. En la figura 1 se muestra la ubicación del predio.

La geología regional del área analizada se caracteriza por sus grandes llanuras y accidentes estructurales de tipo orográfico. El límite de la meseta Central que es el borde donde se ubica el sitio estudiado, son las estribaciones que constituyen la Sierra y cuya proximidad determina la existencia de materiales aluviales en el Valle. La zona analizada corresponde básicamente a una cuenca de depósito, es de forma alargada y se orienta paralela a la Sierra. Los materiales en general están constituidas por arcillas, limos, arenas y gravas producto de la erosión fluvial, a que se encuentran sujetas las actuales formaciones topográficas del área. Esta unidad se encuentra relleno de los valles y las partes topográficamente bajas, formando numerosos abanicos aluviales donde predominan los clastos gruesos. Esta constituida principalmente por secuencias de areniscas conglomeráticas y conglomerados, que se presentan consolidados y con una buena capacidad de carga, compuestos principalmente de fragmentos pequeños de naturaleza riolítica y empaçadas en una matriz areno-arcillosa con abundancia de cuarzo. Cubriendo a las formaciones anteriores se encuentra una capa de aluvión areno limoso de origen reciente, con diferentes porcentajes de carbonato de calcio, que incluso denotan a este estrato como material lajeado. Tomando en cuenta lo antes mencionado y considerando la información necesaria y suficiente para obtener los parámetros requeridos para el diseño de cimentaciones se podrá efectuar mediante la

excavación de pozos a cielo abierto. Dado que el área que ocuparán las naves se encuentra sobre una zona de agricultura con un desnivel y que tiene una capa de suelo vegetal de aproximadamente 80cm será necesario retirarlos y construir un terraplén que defina una plataforma que configure superficies horizontales sobre la que se construirán las naves.

El sitio de interés se encuentra en las faldas de las cerranias denominadas el Chupadero y el Saucito, en la que los materiales superficiales corresponden a depósitos aluviales, subyacidos por un depósito de rocas volcánicas. En el área de interés los materiales del subsuelo presentan la secuencia estratigráfica siguiente: superficialmente con espesor medio de 0.35m se encuentra la capa de suelo vegetal, constituida por un limo arenoso poco arcilloso, con raíces, café oscuro, muy agrietado, de consistencia dura; enseguida y hasta 2.20m, aproximadamente, se tiene una arena limosa, cementada con carbonato de calcio, café claro blanquizo, lajeada superficialmente, y masiva y muy compacta al profundizarse; a partir de 2.20m de profundidad media, respecto a la superficie del terreno, se encuentra un depósito de capas intercaladas de arcilla poco limosa, arena limosa, arena arcillosa, arcilla poco arenosa e incluso lentes de gravas y boleos redondeados como consecuencia de arrastres aluviales, subyaciendo a una profundidad media de 7.0m se tiene un depósito de roca riolítica, con índice de calidad variable entre 50 y 90%, correspondiente a una roca de poco fracturada a masiva.

El sitio de interés se encuentra sobre una superficie horizontal que había sido destinada a la agricultura. La geología regional del área analizada se caracteriza por sus grandes llanuras y accidentes estructurales de tipo orográfico. El límite de la meseta central que es el borde donde se ubica el sitio estudiado, son las estribaciones que constituyen las Sierra y cuya proximidad determina la existencia de materiales aluviales en el Valle. La zona analizada corresponde básicamente a una cuenca de depósito, es de forma alargada y se orienta paralela a la Sierra. Los materiales en general están constituidos por arcillas, limos, arenas y gravas producto de la erosión fluvial, a que se encuentran sujetas alas actuales formaciones topográficas del área. Esta unidad se encuentra rellenando los valles y las partes topográficamente bajas, formando numerosos abanicos aluviales donde predominan los clastos gruesos. Está constituida principalmente por secuencias de areniscas conglomeráticas y conglomerados, que se presentan consolidados y con buena capacidad de carga, compuestos principalmente por fragmentos pequeños de naturaleza riolítica y empacadas en una matriz areno-arcillosa con abundancia de cuarzo. Cubriendo a las formaciones anteriores se encuentra una capa de aluvión areno limoso de origen reciente, con diferentes porcentajes de carbonato de calcio, que incluso denotan a este estrato como material lajeado.

Para determinar las características propias del subsuelo del área donde se pretende desplantar la cimentación de las estructuras proyectadas, se excavaron tres pozos a cielo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

abierto a 2.5m de profundidad, obteniendo muestras alteradas de los materiales representativos y muestras cúbicas inalteradas de los materiales de depósito natural y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos a cielo abierto excavados mediante técnicas de clasificación de campo.

Las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés en sus primeros metros corresponden a depósitos aluviales producto de la erosión y transporte aluvial de los materiales superficiales, formados por depósitos aluviales constituidos por clásticos de diversos tamaños, predominando las arenas finas limosas, que hacia la superficie son arcillosas. De acuerdo a la exploración realizada se encontró que la estratigrafía es muy uniforme en toda el área estudiada y corresponde a la típica de los suelos aluviales.

Inicialmente se detectó una capa de suelo vegetal constituida por suelos arcillosos y limosos con altos contenidos de arena; eventualmente contienen materia orgánica, café oscuro, de consistencia blanda de 70cm de espesor medio, el contenido natural de agua varía entre 15 y 40%, con un valor medio de 27%. Los límites de consistencia de las arcillas y limos varían entre 16 y 27% el plástico, y entre 35 y 48% el líquido. Los promedios respectivos resultan de 22 y 42% respectivamente.

Subyaciendo al estrato anterior y entre 0.70m y hasta una profundidad variable, pero no mayor a 7.0m de acuerdo a información que se tiene cercana al sitio de interés, se tiene un suelo areno arcilloso y limo arenoso, de color café claro, con gravas aisladas (eventualmente formado por lentes delgadas), en general en estado compacto, pero algunas veces fuertemente cementados con carbonato de calcio. Este estrato se localizo en toda el área de interés a una profundidad no mayor de un metro y se le conoce localmente como tepetate.

Las propiedades índice de este estrato tiene como promedio los siguientes valores: contenido natural de agua 22%; límite líquido y plástico de 19 y 32% respectivamente. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS la clasificación más frecuente es ML.

Los resultados de los sondeos realizados en el predio de interés, indican que el primer estrato descrito se encuentra en estado que varía de suelto a medianamente compacto, mientras que el segundo está muy compacto, los resultados antes mencionados están establecidos por los valores de los pesos volumétricos obtenidos de los materiales muestreados. Se determino la resistencia de los materiales in situ, mediante el empleo de un penetrómetro manual instrumentado. El nivel de aguas freáticas no fue localizado en ninguno de los sondeos hasta la máxima profundidad explorada y en la fecha en que se realizo la exploración. Sin embargo de acuerdo a la información recabada se estima que este se encuentra a profundidades mayores de 50m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, determinadas mediante los trabajos de exploración realizados, presentan la siguiente secuencia en cada uno de los sondeos efectuados:

La estratigrafía determinada en cada uno de los pozos a cielo abierto excavados es la siguiente:

5.2 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO EN CADA PCA

POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.25	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.25 – 0.90	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 8% de límite líquido igual a 25% de límite plástico igual a 19% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 72% de arena y 28% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.62; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulta de 50ton/m ² y un peso volumétrico de 1.65ton/m ³

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

Profundidad (m)	Descripción
0.00 — 0.40	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.40 — 1.00	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 10% de límite líquido igual a 22% de límite plástico igual a 16% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 68% de arena y 32% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.6; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulto de 46ton/m ² y un peso volumétrico de 1.7ton/m ³

POZO A CIELO ABIERTO PCA-3

Profundidad (m)	Descripción
0.00 — 0.30	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.30 — 1.10	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 6% de límite líquido igual a 21% de límite plástico igual a 15% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 79% de arena y 21% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.64; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulta de 67ton/m ² y un peso volumétrico de 1.7ton/m ³

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

POZO A CIELO ABIERTO PCA-4

Profundidad (m)	Descripción
0.00 — 0.25	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.25 — 0.90	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 8% de límite líquido igual a 25% de límite plástico igual a 19% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 72% de arena y 28% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.62; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulta de 50ton/m ² y un peso volumétrico de 1.65ton/m ³

POZO A CIELO ABIERTO PCA-5

Profundidad (m)	Descripción
0.00 — 0.40	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.40 — 1.00	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 10% de límite líquido igual a 22% de límite plástico igual a 16% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 68% de arena y 32% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.6; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulto de 46ton/m ² y un peso volumétrico de 1.7ton/m ³

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

POZO A CIELO ABIERTO PCA-6

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.30	Capa de suelo vegetal constituida por limo arenoso poco arcilloso, café oscuro, con raíces desecadas y compacta.
0.30 – 1.10	Toba volcánica y calichosa, constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada y muy compacta, con contenido de agua medio de 6% de límite líquido igual a 21% de límite plástico igual a 15% en su porción fina, constituida granulométricamente por 0% de gravas 79% de arena y 21% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM; con densidad de sólidos de 2.64; de resistencia con penetrómetro manual superior a 4.5kg/cm ² La resistencia a la compresión axial no confinada resulta de 67ton/m ² y un peso volumétrico de 1.7ton/m ³

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VI

ANALISIS GEOTECNICO

6.1 DISEÑO DE LA CIMENTACION

Los estudios geotécnicos, permitirán conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo que serán determinantes para las estructuras; resumiendo, un programa de exploraciones realizado en el área de cimentación, permitirá conocer las condiciones geotécnicas del sitio y con ello, programar el tratamiento adecuado para el desplante de la estructura.

El terreno de interés se encuentra en que los materiales superficiales del subsuelo corresponden a depósitos aluviales, producto de la erosión y transporte aluvial de los depósitos de rocas ígneas extrusivas, constituyendo una toba volcánica, calichosa constituida por arena limosa con carbonato de calcio, lajeada superficialmente y muy compacta.

En base a las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo antes descritas, en particular considerando la existencia de materiales areno-limosos cementados con carbonato de calcio muy compactos que se encontraran al nivel de desplante de la cimentación; considerando además las características arquitectónicas y estructurales de la nave proyectada, en particular que estará constituida por estructura metálica a continuación se presenta la revisión de la cimentación ya diseñada, tanto para las naves como para los muros de contención.

Los materiales que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a una toba areno-limosa, muy compacta a los que conservadoramente se les considero una cohesión media de 13ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 32° , determinados en prueba de compresión axial no confinada, en base a lo que se determinó la capacidad de carga admisible que resulto de 85ton/m^2 , para zapatas corridas.

A continuación se presentan los criterios aplicados para la revisión de los estados límite de falla y de servicio, de las alternativas de cimentación diseñadas y los resultados obtenidos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.2 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo-friccionantes, y aplicando la siguiente expresión¹:

$$Ca = \{C Nc + Pv(Nq - 1) + 0.5\gamma BN\gamma\} F_R + Pv$$

en donde:

Ca: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m²

C: Cohesión del material de apoyo, en ton/m²

Nc: Coeficiente de capacidad de carga. Adimensional y dado por:

$$Nc = 5.14(1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

en la cual:

Df : profundidad de desplante de la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

Pv : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m²

Nq : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

siendo:

ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

Nq : se multiplica por $(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas, por $(1 + (B/L)\tan \phi)$, para el caso de cimientos rectangulares.

¹ Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta época No. 40, México, D.F. 12 de noviembre de 1987.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel de desplante, en ton/m^3 .

N_γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan \phi$$

N_γ : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y por $(1 - 0.4(B/L))$ para cimientos rectangulares.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P_V : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación

Considerando una cohesión de $13 \text{ ton}/\text{m}^2$, un ángulo de fricción interna de 32° y un peso volumétrico de $1.6 \text{ ton}/\text{m}^3$, obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinadas realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño, $85 \text{ ton}/\text{m}^2$ para corridas, con una profundidad de desplante de 1.5m.

6.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1

En el caso de la combinación de cargas (en particular dos que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Donde:

B' : ancho reducido, en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

B : ancho de la zapata, en m
 e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona Pétreo.

6.4 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las cimentaciones deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$(Q F_c / A) < R F_R$$

donde:

Q: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.
 F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4
 A : área de apoyo de la cimentación en m²
 R : capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.
 F_R : factor de resistencia, igual a 0.35

6.5 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$(Q F_c / A) < R F_R$$

donde:

F_c : factor de carga, que para este caso es igual a 1.1

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

R : capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

F_R : factor de resistencia, igual a 0.35

6.6 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación se calcularon aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \left\{ (1 - u^2) / E \right\} P B I_s$$

donde:

δ : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

u : relación de Poisson, adimensional

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m²

P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m²

B : ancho de la zapata, en m.

I_s : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar el asentamiento y la forma de la zapata

Se calcularon los asentamientos para diferentes anchos de zapatas, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo 10,000 ton/m² (obtenidos de las curvas de esfuerzo-deformación determinadas en las pruebas de compresión axial no confinada realizadas en los materiales de apoyo), obteniéndose asentamientos de 0.7 y 1.1cm, para zapatas corridas de 4 y 6m de ancho, que son admisibles.

6.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las cimentaciones.

a) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta el nivel de desplante de proyecto, que será de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.5m como mínimo, siempre y cuando se tenga un empotramiento de 0.5m dentro de los materiales tobaceos resistentes.

b) Al realizar la excavación con maquinaria, hasta la profundidad de desplante recomendada, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con la plantilla de concreto pobre.

c) Se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.

d) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VII

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

7.1 GENERALIDADES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de retención, en la ingeniería civil, se hacen para contener tierra (llamada relleno) confinada a un espacio, sin que esta se derrumbe. Para el diseño de estos muros, se tiene que tener en cuenta las fuerzas que sobre este actúan, donde juegan un papel muy importante las aguas Freáticas. Dentro de las fuerzas que se toman en cuenta al calcular un muro de contención de tierras se tiene el peso del mismo, la presión que hace el relleno sobre este, la reacción de el cimientto del muro, y alguna correspondiente al nivel Freático de las aguas, dentro de los cuales tenemos:

- Fuerzas debidas a agua tras el muro: Si tenemos agua tras el muro de retención, estas aguas generaran una presión sobre este, teniéndose que tener en cuenta la presión que generara el agua freática, a la hora de hacer el diseño de un muro. Se debe tener en cuenta también que el nivel de las aguas Freáticas (nivel Freático) varia con el tiempo, generando un proceso de carga y descarga de la presión hidrostática en el muro, lo que podría generar un colapso del muro por fatiga. La solución para no bajar este nivel freático, seria el de hacer un filtro de aguas en la base del muro, para poder que el agua que hay se "escurra" por allí. También hay la posibilidad de hacer un muro completamente permeable, como es el caso de los gaviones, que son canastas de alambre, de forma cubica, rellenas de tierra, lo cual permitiría el paso del agua y esta no generaría ninguna presión.
- Subpresiones: Cuando tenemos un mal drenaje bajo el muro, se puede almacenar agua en esta zona, produciéndose una presión de aguas freáticas bajo el muro, lo cual puede llegar al volcamiento del muro. Para esto se debe hacer un correcto drenado de las aguas en cuestión.
- Las heladas: Si tenemos agua detrás del muro, y llega un tiempo de heladas, esta agua se congelar, produciéndose un cambio en el volumen del suelo, entrando una presión adicional al sistema, la cual puede hacer colapsar el muro. Expansiones por cambio de la humedad de la masa de suelo: Si tenemos que la masa de suelo que esta siendo sostenida por el muro esta sometida a cambios del nivel freático, la masa de suelo puede cambiar fácilmente de volumen, mas si se trata de arcillas, o limos, suelos que inducen a un cambio volumétrico al cambiar la humedad del sistema. Si tenemos una época de verano, el nivel freático estará bajo, lo cual no genera presiones laterales por cambio volumétrico del suelo, las que si entraran en el

caso de que el nivel freático suba, y el suelo se expanda por la acción de la humedad. Este cambio volumétrico, generará un ciclo de carga y descarga en el muro, el cual al cabo de varios ciclos, puede fallar por fatiga. Para solucionar esto, se debe tratar de que los suelos que se tengan como relleno no sean expansivos con la humedad, y además tener un buen drenaje del sistema.

En general, estos se dividen en dos categorías principales: convencionales y muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican como:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los Muros de contención de gravedad, se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro, denominados generalmente muros de semigravedad.

Los muros de contención en voladizo están hechos de concreto reforzado y constan de un tallo delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 25 pies (8m).

Los Muros de contención con contrafuertes son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el peso específico o volumétrico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.

Existen dos fases en el diseño de un muro de contención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por estabilidad, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En segundo lugar, cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el refuerzo de acero de cada componente.

Los muros de contención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados por elementos de refuerzo tales como franjas metálicas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Esos muros son relativamente flexibles y soportan grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

Para el cálculo de un muro de contención deben considerarse las siguientes fuerzas:

1. Peso propio del muro
2. Presión del relleno contra el respaldo
3. La componente normal de las presiones en la cimentación.
4. La componente horizontal de las presiones en la cimentación
5. La presión de la tierra contra el frente del muro.
6. Fuerzas de puente. (en el caso de que fuera estribo de puente)
7. Sobrecargas actuales sobre el relleno.
8. Fuerzas de filtración y otras provocadas por el agua.
9. Las subpresiones.
10. La vibración.
11. El impacto de fuerzas
12. Los temblores
13. La acción de las heladas
14. Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Al diseñar muros de contención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones lo que se llama proporcionamiento o dimensionamiento, que permite al ingeniero revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

Debido a que el almacenamiento de molienda actualmente está a la intemperie, se requiere que estos materiales queden protegidos contra los agentes externos, principalmente agua y

aire; por lo que serán almacenados dentro de una nave tipo industrial, delimitada por muros de contención que soporten a los materiales almacenados. Se revisará el diseño de los muros de contención proyectados, que tienen las dimensiones que se presentan en los anexos correspondientes.

Los muros serán tipo cantiliver y estarán constituidos por concreto armado, serán de 5 y 7 m de altura libre, 0.50m de espesor, 3.50m de base y estarán desplantados a 1.50m (mínimo) con respecto al nivel actual del terreno, de tal manera que por lo menos tengan un empotramiento de 50 cm. dentro de los depósitos resistentes.

La sección transversal de los muros de contención tendrán las dimensiones mostradas en los anexos correspondientes.

A continuación se describen los análisis de estabilidad de los muros de contención y los resultados obtenidos:

7.2 EMPUJE SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Para determinar el máximo empuje que ejercerá el material que retendrá el muro, se empleo el Método Gráfico de Culmann, que es un método basado en la Teoría de Coulomb, el cual mediante el trazo de un polígono de fuerzas simplifica la obtención del empuje.

La teoría en la que se basa el Método Gráfico de Culmann representa adecuadamente el comportamiento de los suelos friccionantes, considera que la fuerza de empuje del suelo sobre el muro se debe a la acción de una cuña de relleno limitada por el respaldo del muro. La superficie de falla se considera plana. El análisis que considera el sistema suelo-muro es al límite, es decir, determina el empuje con que se produce la falla de la cuña de suelo. En la figura 11 se presenta un diagrama de cuerpo libre donde se visualiza con mayor claridad las fuerzas actuantes en el sistema.

A continuación se indica el significado de cada parámetro considerado:

δ : Es el ángulo que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del muro. Varía de $\phi/2$ a $2/3\phi$

ϕ : Es el ángulo de fricción interna del suelo.

β : Es el ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo.

TRAZO CON
FALLA DE ORIGEN

W : Peso de la cuña de suelo.

F : Fuerza de fricción generada en el suelo en la superficie deslizante de la cuña considerada.

E : Fuerza de empuje del suelo sobre el muro.

Dado que el sistema muro-suelo debe estar en equilibrio, el polígono, de fuerzas constituido por E, F, y W deberá cerrarse.

El peso W de la cuña se conoce tanto en magnitud como en dirección, además se conoce previamente las direcciones de E y F. Con los datos anteriores pueden obtenerse (al trazar el diagrama a una escala conveniente) la magnitud del empuje E y de la fuerza F, siendo la primera el Empuje Activo del material sobre el Muro.

Para determinar el empuje máximo la secuencia del análisis efectuado fue el siguiente: Se traza la línea ϕ que forma un ángulo ϕ con la horizontal

1. Se traza la línea θ que forma un ángulo θ con la línea ϕ ; valor que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del respaldo.
- 2.- El área formada entre la línea ϕ , el parámetro vertical y la superficie del relleno, se divide en áreas pequeñas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias.
3. Se construirá una tabla donde aparecerán las áreas parciales, los pesos parciales y acumulados de las respectivas cuñas.
4. Se grafican los pesos acumulados de las cuñas ($\sum W_i$), trazados a escala sobre la línea ϕ . El punto de inicio del peso corresponderá al punto O de la figura 12
5. A partir del extremo final del segmento que representa el peso de la cuña considerada (W_i) se traza una paralela a la línea θ hasta formar un punto de intersección con la línea que limita a la cuña i, (línea B).
6. La distancia existente entre el punto de intersección (6° paso) y la línea ϕ corresponde al Empuje activo ocasionado por la cuña considerada.
7. Se obtienen los empujes activos para las demás cuñas, siguiendo los pasos anteriores.
8. Mediante una línea curva se unen todos los puntos de intersección de los empujes activos.
9. Se traza una línea paralela ϕ por el punto de tangencial de la curva, la distancia entre la línea ϕ y el punto de tangencial corresponderá al Empuje Activo Máximo ($E_a \text{ max.}$), como se muestra en las figuras 13 a 15.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En los análisis se consideró que los materiales almacenados tendrán un ángulo de fricción interna de 30° , un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 y una superficie inclinada 30° con la horizontal.

En las figuras 13 a 15 se muestran los empujes máximos para muros de 5, 6 y 7m de altura libre, para los cuales se obtienen valores de 26.5, 36.6 y 47 ton, respectivamente, por ancho unitario del muro.

7.3 ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Con objeto de garantizar la completa estabilidad de los muros de contención, se efectuó su revisión para las siguientes condiciones.

7.3.1 Revisión por volteo

Para garantizar que los muros de contención sean estables, es decir, que no sufran volteo, y no se generen esfuerzos de tensión sobre su base, deberá verificarse que la resultante de las fuerzas actuantes sobre ellos, pase dentro del tercio medio del ancho de la zapata de cimentación. Además los esfuerzos provocados por los muros de retención no deben exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta.

De acuerdo con las dimensiones de los muros ya diseñados en el proyecto proporcionado, que se muestran en las figuras 17 a 20, se obtuvo que la resultante no pasa por el tercio medio de la base de su cimentación, pasando muy próxima al talón de los muros, alrededor del cual tienden a voltear los muros, resultando por lo tanto un factor de seguridad reducido contra falla de volteo, además de que una parte importante de la base de los muros quedaría sujeta a esfuerzos de tensión, que dada las condiciones de contacto entre la base de los muros y el material en que se apoyan, estos no tienen capacidad de tomar estas tensiones.

Para garantizar que los muros de contención tengan un factor de seguridad admisible contra volteo, y no se generen fuerzas de tensión en sus bases, la resultante de las fuerzas actuantes en ellos deben pasar por el tercio medio de sus bases, por lo cual se recomienda ampliar las dimensiones de sus bases.

Se determinó el factor de seguridad contra el volteo del muro, tomando momentos respecto al talón del muro, correspondiente al punto A de la figura 16, debiendo satisfacerse que el momento resistente sea mayor que el momento actuante, para lo cual se define el factor de seguridad FSv como el cociente entre el momento de resistencia y el momento actuante:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$FSv = Mr / Ma$$

Donde:

FSv : Factor de seguridad contra volteo.

Mr : Momento resistente, debido a las fuerzas que impiden el volteo del muro.

Ma : Momento actuante, ocasionado por las fuerzas cuyas acciones tienden a provocar el volteo del muro.

La fuerza de empuje y el peso del muro generan esfuerzos sobre su base, es conveniente que los esfuerzos provocados sean siempre de compresión, debido a que los muros no están diseñados para resistir esfuerzos de tensión, ya que no existe adherencia entre la base de los muros y los materiales en que se apoyan. Para no tener tensiones en la base la resultante de las fuerzas que actúan sobre los muros, debe cruzar su base en el tercio medio.

Considerando las dimensiones de los muros de contención mostrados en las figuras 21 a 27, se obtuvo que la resultante de las fuerzas actuantes sobre los muros, cruza la base en la proximidad del tercio medio, para la que resulta un factor de seguridad admisible contra volteo de 1.61, 1.54, y 1.54, para muros con altura libre de 5, 6 y 7 m, respectivamente, que son admisibles, sin que se generen tensiones de importancia en su base.

7.3.2 Revisión por capacidad de carga.

Se reviso que los esfuerzos aplicados por la losa de cimentación, producidos por el momento de volteo debido al empuje del suelo sobre los muros, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de su cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación de los muros.

La capacidad de carga de los materiales de apoyo de los muros de contención se determino aplicando el criterio establecido en el inciso 7.3

La presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue obtenida con la siguiente expresión:

$$Pt = Rv / B (1 + 6e/B)$$

Donde:

Pt : Presión originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro.

Rv : Componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro.

E : Excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro.

B : Ancho de la base del muro.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por zapatas de cimentación de los muros de contención de 36, 39 y 43 ton/m², para los muros de 5, 6 y 7 m de altura libre, que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 200 ton/m², por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes, con la distribución de esfuerzos, resultando el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga muy amplio.

7.3.3 Revisión por deslizamiento

La fuerza de empuje originada por el relleno tiende a provocar el deslizamiento del muro sobre la superficie del terreno; la oposición contra el deslizamiento del muro es desarrollada por la fricción que se genera entre la superficie del suelo y la base del muro.

Para lograr la estabilidad del muro en cuanto a un posible deslizamiento se deberá satisfacer que las fuerzas resistentes sean mayores que las fuerzas actuantes.

El análisis del deslizamiento del sistema de contención se llevó a cabo aplicando la siguiente fórmula:

$$FSd = Ffr / Eah$$

Donde:

FSd : Factor de seguridad contra el deslizamiento

Eah : Empuje activo, actuante a favor del deslizamiento, igual a la componente horizontal del empuje.

Ffr : Fuerza de fricción resistente al deslizamiento, obteniéndose con la siguiente expresión:

$$Ffr = R_v \tan \phi' + C'B$$

Donde:

R_v : Componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro de contención.

ϕ' : 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo

C' : 2/3 de la cohesión del suelo

B : ancho de la base del muro de contención

Considerando para los materiales de apoyo de los muros un ángulo de fricción interna de 32° y una cohesión del suelo de 15 ton/m² y anchos de la base de 4.0, 4.5 y 5.0m, para muros de 5, 6 y 7 m de altura libre, se obtuvieron factores de seguridad contra el deslizamiento de 3.2, 2.5 y 1.8, los que resultan admisibles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7.4 EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES

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

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que éste se considera del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 , actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizando por un coeficiente sísmico de 0.105 (Zona de bajo riesgo, para estructuras de tipo B).

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VIII

DISEÑO DEL PAVIMENTO

De acuerdo al proyecto arquitectónico será necesario construir los pavimentos que conformarán al proyecto de interés, por lo que a continuación se presentan las recomendaciones y especificaciones que serán necesarias realizar para la correcta ejecución del pavimento de tipo flexible que se proyecta construir.

8.1 DISEÑO DEL PAVIMENTO TIPO FLEXIBLE

Para los pavimentos del estacionamiento de tipo flexible se proporcionan las recomendaciones con superficie de rodamiento constituida por una carpeta de concreto asfáltico.

En base a las características de la subrasante que de acuerdo al nivel de rasante considerado que podrán estar constituidos por materiales de relleno controlados a los cuales les subyacerán tobas volcánicas en estado muy compacto, a la intensidad y magnitud de las cargas del tipo de vehículos que circularán por el pavimento del estacionamiento se diseñaron estos. Se recomienda despallar como mínimo 70cm o a contacto con la toba volcánica, escarificando 5cm y recompactando al 95% de su peso volumétrico seco máximo, para posteriormente colocar una base de 20cm de espesor y sobre la cual se colocará la carpeta asfáltica.

8.1.1 Características de la subrasante

Los materiales que constituyen la subrasante de los pavimentos corresponderán a materiales resistentes de depósito natural, conformados por tobas volcánicas cementadas, constituidos por arenas limosas con gravas aisladas, café claro, en estado compacto, con contenido de agua medio de 18%, con porcentaje de finos de 47% y de arena de 63%, del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, sobre estos se colocará una plataforma de materiales de relleno controlados. Con valor relativo de soporte (CBR) de 40%, determinado en función de su correlación con las propiedades índice de la subrasante, a los cuales les subyace una toba volcánica en estado compacto cementadas con carbonato de calcio.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR). Para un valor del CBR de 40%, corresponde un módulo de reacción de la subrasante de 20kg/cm³, este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyará el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la S.C.T., y para un espesor de la base de 20cm el valor del módulo de reacción se incrementa.

8.1.2 Pavimento de tipo flexible

El pavimento de tipo flexible se diseñó empleando las curvas de diseño del método de Kentucky y fue revisado con los métodos del Instituto del Asfalto y de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, considerando los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo forman:

CBR	Subrasante	40%
CBR	Material de base	80%
Vida de proyecto		20 años
EWL (número de repeticiones de la carga equivalente a 5 000lb)		4.8 millones
Curva de diseño		IV

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento (ver figura 8.1.2):

Espesor total de pavimento	27cm
Espesor de la sub-base (en caso necesario)	variable en terraplén
Espesor de la base	20cm
Espesor de la carpeta asfáltica	7cm

8.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Para tener superficies horizontales o plataformas en las áreas donde se ubicarán los edificios, será necesario efectuar cortes y construir terraplenes de acuerdo al siguiente procedimiento.

En el área que ocuparan los edificios se fijará el nivel de proyecto que será la referencia para la construcción de la plataforma. El nivel de proyecto de la plataforma se recomienda determinarse para compensar terracerías y la secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- a) En el área que se construirá el terraplén se despalmará la superficie en un espesor de 0.70m; el material producto de despalme se retirará de la obra. En el caso de que al despalmar el terreno se encuentren algunos manchones donde los materiales de suelo vegetal se profundicen, será necesario retirar en su totalidad a estos materiales hasta el contacto con los depósitos resistentes y restituirlos con material mejorado.
- b) Ante de la construcción del terraplén, se deberá escarificar la superficie del terreno hasta una profundidad de 10cm, y recompactarse al 95% próctor estándar. Una vez recompactada esta capa se procederá a construir el terraplén que tendrá un espesor variable y como mínimo de 0.4m.
- c) Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o alternen.
- d) Para la construcción del terraplén podrán ser utilizados mezclas de gravas, arenas y material fino (tepetate) que cumplan con las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	20% máx.
Contracción lineal	8% máx.
Valor relativo de soporte (CBR)	15% máx.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1.3ton/m ³ min.

- e) Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5% en peso.
- f) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20cm de espesor en estado suelto, y se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14ton. y una presión de inflado de 90lbs./pulg.², y por último se colocará una capa de 20cm en estado suelto de grava controlada, material de base, compactada al 98% de la prueba porter.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

I. De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65

II. De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx.	1 1/2" máx.
Peso volumétrico seco máx., kg/cm ³	1800 mín.	1800 mín.

Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m³ de material compactado.

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

requiriéndose como mínimo el 95% para el cuerpo del terraplén y 98% para la base.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se proyecta la construcción de una nave de tipo industrial para almacén II Mina Materia Prima, dentro de su planta ubicada en el Km. 47.0 de la Carretera Querétaro – San Luis Potosí, en el Municipio de San José Iturbide, Estado de Guanajuato.

Se contempla la construcción de una nave industrial resuelta a base de estructura metálica, con forma en planta de una corona semicircular, en la que la separación máxima entre columnas es de 10 y 30m, en el sentido longitudinal y transversal respectivamente, y la construcción de muros de contención de concreto armado con una altura libre variable 5 y 7m, entre los que se almacenará la molienda, producto de la trituración de la roca explotada.

De acuerdo a lo anterior y a los estudios efectuados de Mecánica de Suelos realizados al subsuelo de interés, se llegó a las siguientes conclusiones:

- El tipo de cimentación más adecuada para la obra que se pretende proyectar será a base de zapatas corridas con una profundidad de desplante de 1.5m.
- Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcción indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones: condiciones estáticas, condiciones dinámicas.
- Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta el nivel de desplante de proyecto, que será de 1.5m como mínimo, siempre y cuando se tenga un empotramiento de 0.5m dentro de los materiales tobaceos resistentes.
- Al realizar la excavación con maquinaria, hasta la profundidad de desplante recomendada, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con la plantilla de concreto pobre.
- Se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

En lo que respecta a los muros de contención, debido a que el almacenamiento de molinda actualmente está a la intemperie, se requiere que estos materiales queden protegidos contra los agentes externos, principalmente agua y aire; por lo que serán almacenados dentro de una nave tipo industrial, delimitada por muros de contención que soporten a los materiales almacenados.

- Los muros serán tipo cantiliver y estarán constituidos por concreto armado, serán de 5 y 7 m de altura libre, 0.50m de espesor, 3.50m de base y estarán desplantados a 1.50m (mínimo) con respecto al nivel actual del terreno, de tal manera que por lo menos tengan un empotramiento de 50 cm. dentro de los depósitos resistentes. Para determinar el máximo empuje que ejercerá el material que retendrá el muro, se empleo el Método Gráfico de Culmann, que es un método basado en la Teoría de Coulomb, el cual mediante el trazo de un polígono de fuerzas simplifica la obtención del empuje.

En cuanto a la construcción de pavimentos, se harán excavaciones o se construirán rellenos para que la subrasante tenga los niveles indicados en el proyecto.

Para los pavimentos del estacionamiento de tipo flexible se proporcionan las recomendaciones con superficie de rodamiento constituida por una carpeta de concreto asfáltico.

En base a las características de la subrasante que de acuerdo al nivel de rasante considerado que podrán estar constituidos por materiales de relleno controlados a los cuales les subyacerán tobas volcánicas en estado muy compacto, a la intensidad y magnitud de las cargas del tipo de vehículos que circularán por el pavimento del estacionamiento se diseñaron estos. Se recomienda despallar como mínimo 70cm o a contacto con la toba volcánica, escarificando 5cm y recompactando al 95% de su peso volumétrico seco máximo, para posteriormente colocar una base de 20cm de espesor y sobre la cual se colocará la carpeta asfáltica.

De acuerdo a los estudios realizados se obtuvo la siguiente sección del pavimento:

Espesor total de pavimento	27cm
Espesor de la sub-base (en caso necesario)	variable en terraplén
Espesor de la base	20cm
Espesor de la carpeta asfáltica	7cm

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como recomendaciones, desde el inicio de los trabajos de obtención de muestras se debe manejar con extremos cuidados las muestras alteradas e inalteradas que se obtengan de los sondeos exploratorios, ya que de esto dependerá la confiabilidad en los resultados que se obtengan en los ensayos de laboratorio. Es necesario que las muestras de suelo que se obtengan, estén en óptima condiciones, que su estructura física y química no este alterada, para que en el laboratorio al realizar las pruebas, se pueda simular el estado natural del suelo y así obtener parámetros de resistencia más cercanos a la realidad.

Se recomienda que durante el colado de los muros, se siga el procedimiento constructivo correcto, se debe de evitar cualquier tipo de descuido en la fabricación del concreto, ya que esto puede afectar la calidad final del muro de contención, sugiriéndose una rigurosa supervisión técnica, siguiendo un estricto control de calidad, que debe comenzar con la selección de los materiales adecuados.

En la elaboración del concreto, se deben considerar los siguientes puntos:

1. Es muy importante seleccionar agregados duros, fuertes, limpios, con mínima cantidad de polvo, libres de arcillas o contaminantes que afecten la hidratación del cemento.
2. Los agregados ocupan de un 60 a un 75 % del volumen del concreto (70 a 85% en peso) y tienen una gran influencia sobre las propiedades del concreto fresco y endurecido, sobre las proporciones y la economía.
3. El agua debe estar libre de contaminaciones orgánicas y salinas. Cuando sea posible debe utilizarse agua potable.
4. El Cemento debe ser el adecuado para el tipo de obra tomando en cuenta el contenido de sales y humedad en el suelo. Se debe verificar el estado de los sacos, que no presenten roturas ni humedad.
5. La cimbra que se utilice debe colocarse de manera firme y bien sellada para evitar la pérdida de lechada. Se debe recubrir con aceite limpio y humedecerla previo a la colocación del concreto.
6. La proporción del concreto debe ser la adecuada a los esfuerzos a los cuales estará sometido.

El Mezclado debe hacerse de tal forma que asegure la homogeneidad del concreto. Se recomienda el uso de mezcladoras mecánicas. En caso de que se realice manualmente deben extremarse los cuidados durante su elaboración. Los cuidados durante la colocación del concreto tiene con objeto mantener la masa homogénea, que se vea pareja, es decir, con buena distribución de los agregados. Es importante que se elimine el aire atrapado por lo que se recomienda el empleo de un vibrador o del método del varillado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con el objeto de que el concreto desarrolle adecuadamente sus resistencias es muy importante que no se pierda el agua de mezclado. Para este efecto debe mantenerse húmeda la superficie del concreto. A esta operación se le llama curado.

Un buen curado contribuye a obtener las resistencias de diseño. En caso de un curado deficiente, las resistencias pueden quedar hasta un 30% por debajo de lo esperado.

Otro factor muy importante es el tiempo que se debe mantener la cimbra para obtener la resistencia del concreto y conseguir su durabilidad. En losas, es recomendable mantener la cimbra 15 Días por lo menos en condiciones normales. La resistencia a la compresión es una de las pruebas más importantes para verificar la calidad del concreto.

En general se debe tener un estricto control de calidad, desde la etapa preliminar de la obra, la obtención de las muestras, las pruebas de laboratorio y los materiales a utilizar para su ejecución. Un estudio geotécnico es un proceso delicado y de vital importancia para la correcta ejecución de la obra, por esto, también se requiere y es necesaria la presencia de ingenieros con experiencia y conocimientos suficientes, que puedan visualizar de una manera amplia no solo la etapa preliminar del proyecto, si no todas las etapas hasta el final de la obra, para que con liderazgo y decisión, sean capaces de tomar decisiones pero sobre todo que aporten soluciones ante cualquier incidente que se presente.

Considerándose que es fundamental para toda obra de ingeniería el conocer las propiedades físicas de los materiales que van a intervenir en su construcción, para su análisis se hace necesario obtener muestras de suelo apropiadas para la realización de las pruebas correspondientes.

El muestreo está regido por las necesidades propias del estudio, lo que lleva a definir un programa de pruebas de laboratorio, el cual no puede elaborarse sin haber hecho previamente sondeos exploratorios.

Para determinar las propiedades de los materiales que interesan, para determinar la mecánica de su arrastre, es necesario contar con porciones o muestras del mismo. Las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben de cumplir una serie de requisitos sobre tamaño, método de obtención, embarque, etc., Las muestras pueden ser inalteradas, cuando se toman todas las precauciones para procurar que estas estén en las mismas condiciones en que se encuentran en el terreno del cual proceden y alteradas en caso contrario.

Dentro del conjunto de obras que constituye el proyecto de una estructura térrea varios son los elementos que condicionan su diseño, tal es el caso del sitio de desplante, que junto con

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

el factor de disponibilidad y calidad de los materiales propician alternativas cuyas soluciones deberán satisfacer requisitos de buen funcionamiento, seguridad y economía.

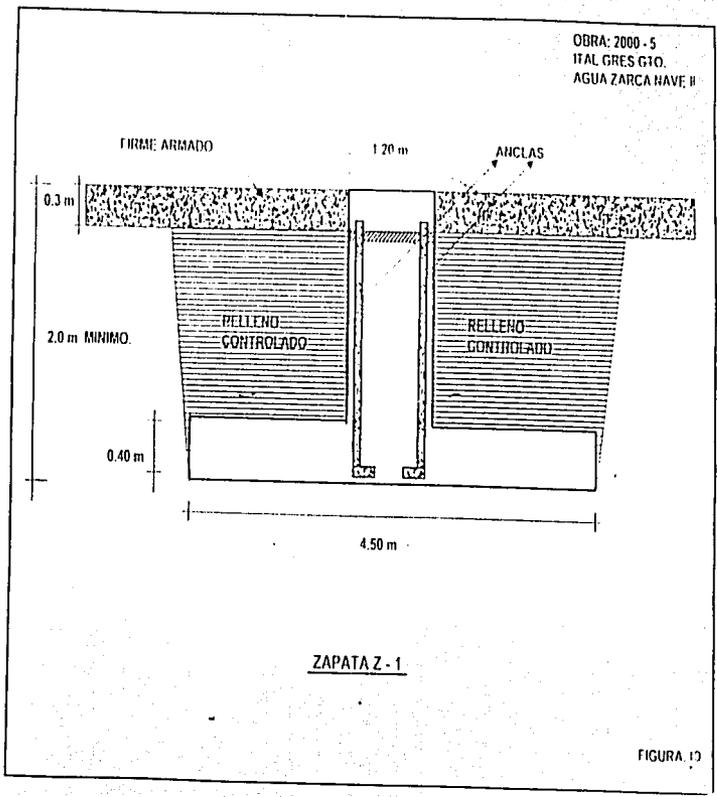
Los estudios geotécnicos, permitirán conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo que serán determinantes para las estructuras; resumiendo, un programa de exploraciones realizado en el área de cimentación, permitirá conocer las condiciones geotécnicas del sitio y con ello, programar el tratamiento adecuado para el desplante de la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

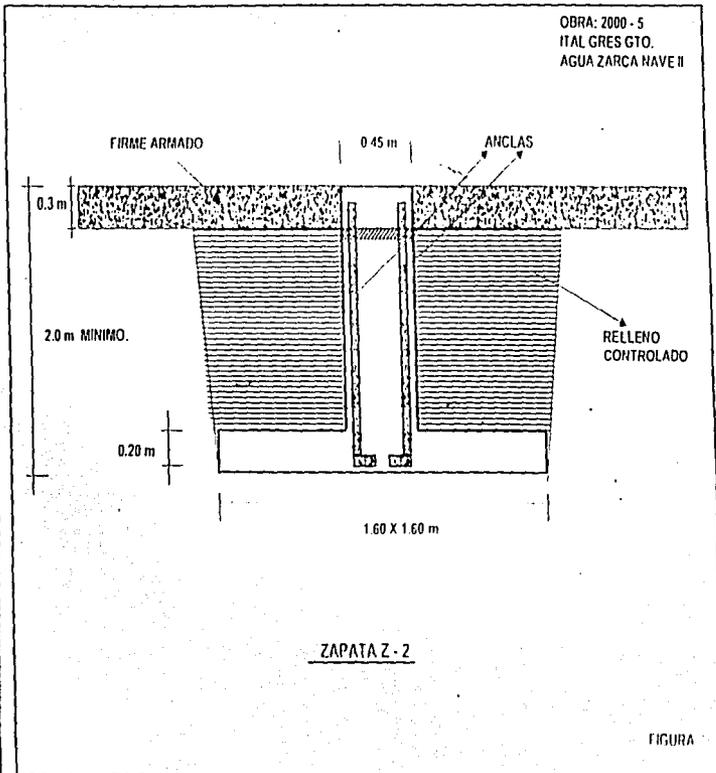
ANEXO I

FIGURAS Y MUROS DE CONTENCION

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

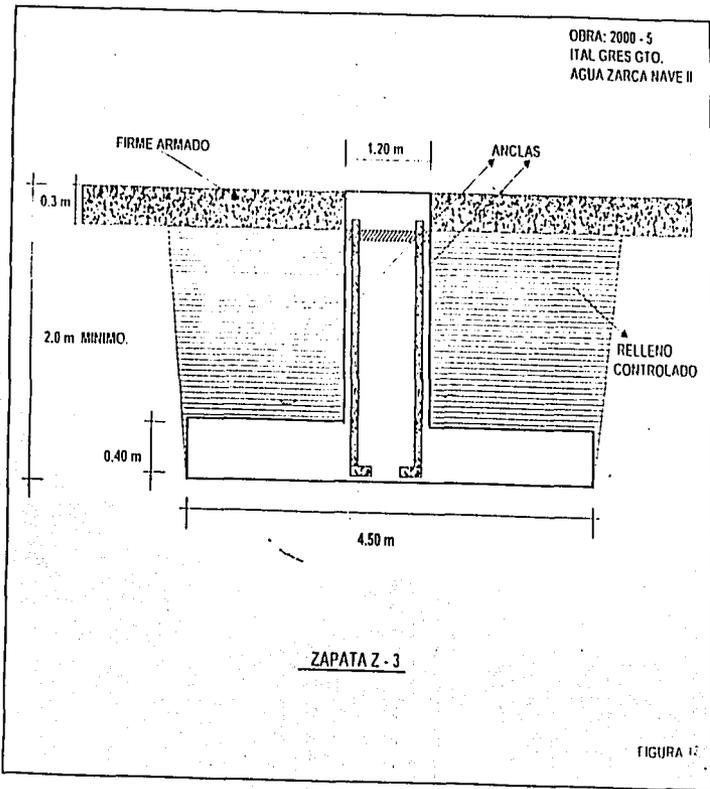


DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS

OBRA: 2000 - 5
ITAL GRES GTO.
AGUA ZARCA HAVE II



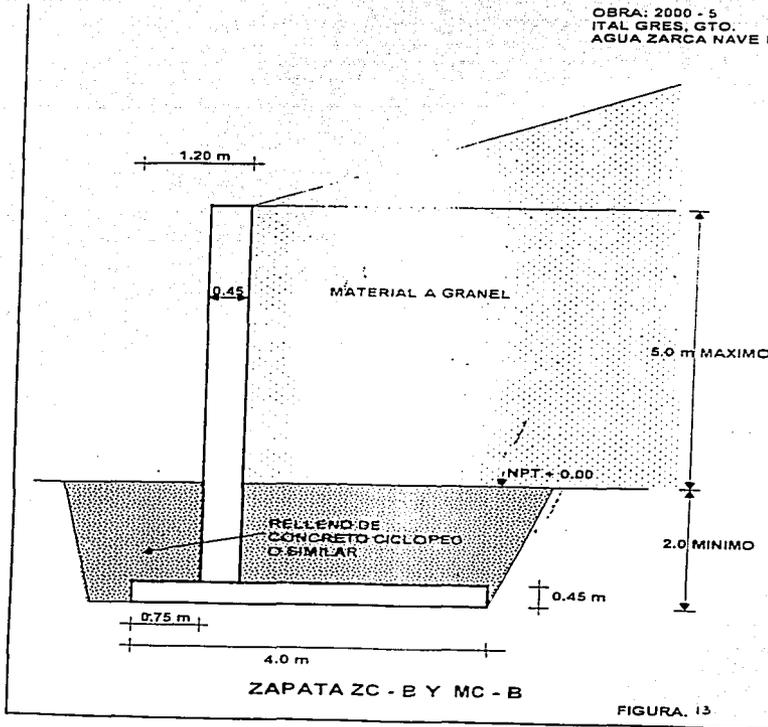
DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

84

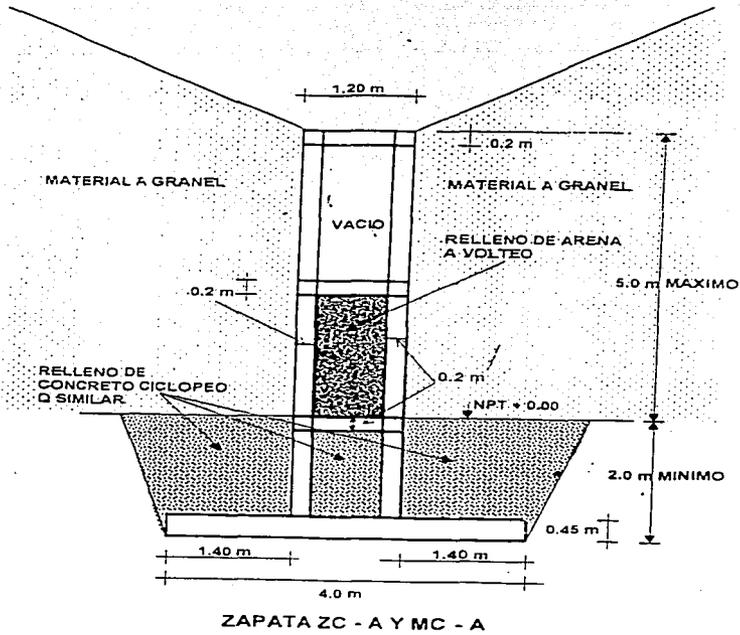
DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS

OBRA: 2000 - 5
 ITAL GRES, GTO.
 AGUA ZARCA NAVE II



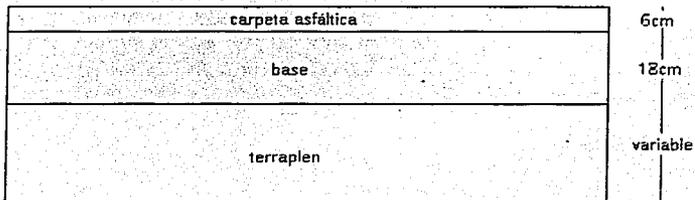
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS

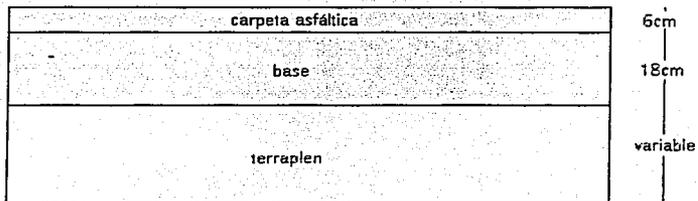


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SECCION DE PAVIMENTOS EN ESTACIONAMIENTOS

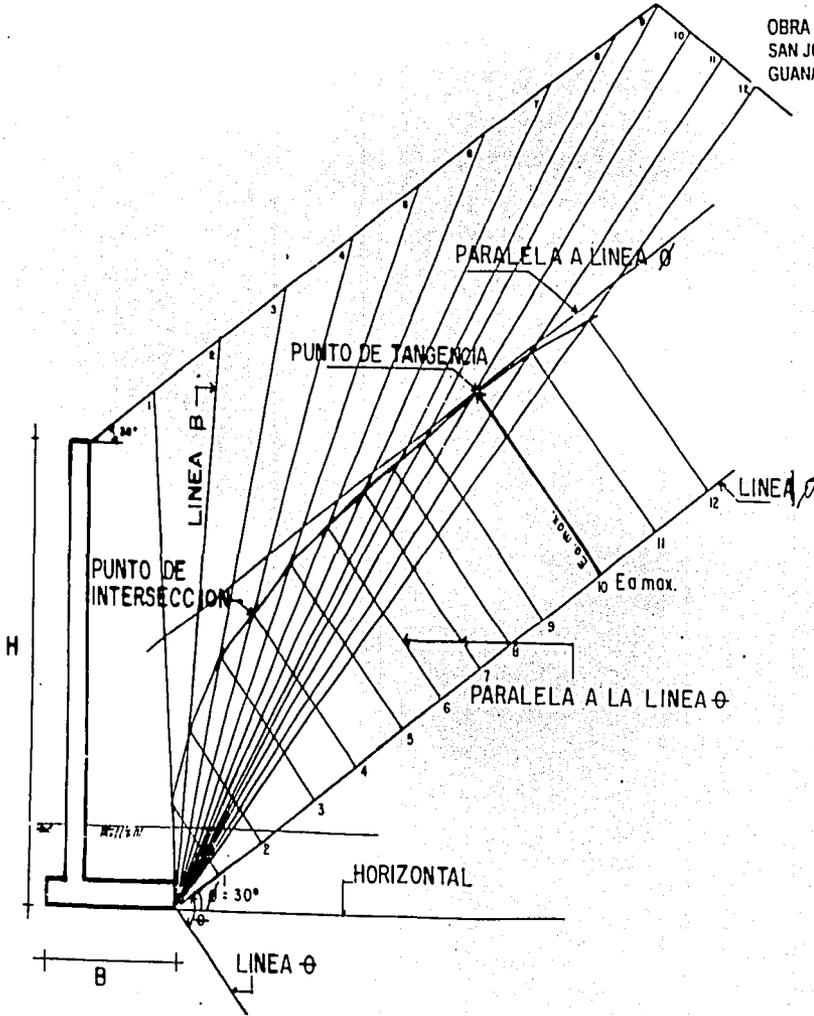


SECCION DE PAVIMENTOS EN VIALIDADES INTERIORES Y PATIO DE MANIOBRAS



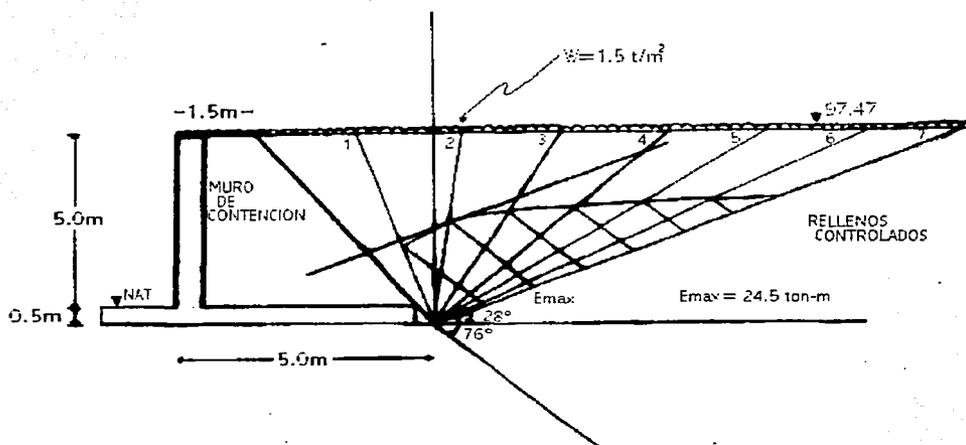
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

OBRA 2000-5
SAN JOSE ITURBIDE
GUANAJUATO



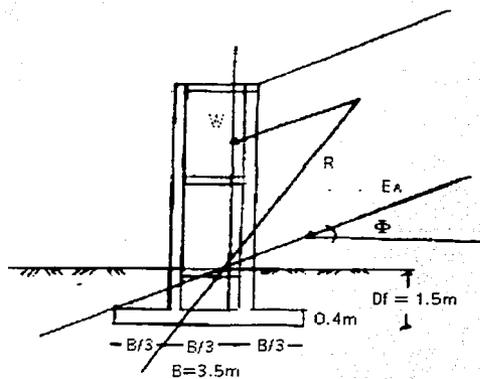
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DETERMINACION DEL EMPUJE MAXIMO MEDIANTE EL METODO GRAFICO DE CULMANN

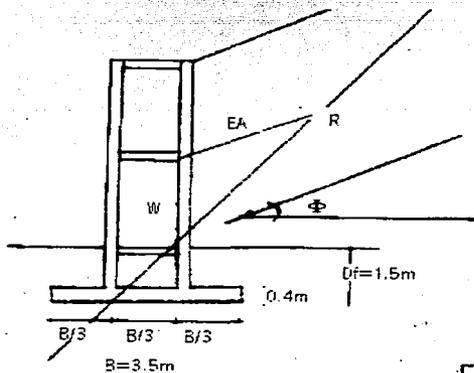


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MUROS DE CONTENCIÓN

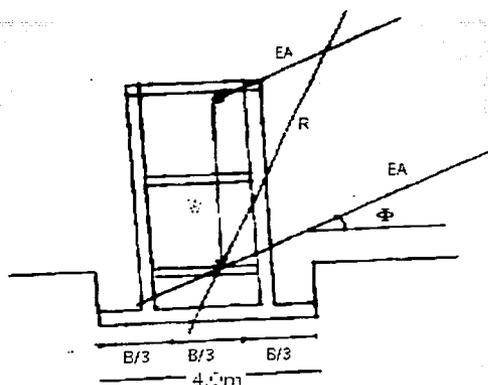


$H = 5.0\text{m}$
 RELLENO
 $W = 29.6\text{ton}$
 POR VOLTEO SI PASA
 POR CAPACIDAD DE CARGA NO PASA



$H = 5.0\text{m}$
 HUECO
 POR VOLTEO NO PASA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



MURO TIPO 4

BASE = 4.0m

ALTURA LIBRE = 5.0m

DESPLANTE = 1.5m

e = 0.25m

W = 33.3 ton.

Qv = 46.5 ton.

E = 26.5 ton.

a) POR VOLTEO $FS = \frac{M_R}{M_A}$ $FS = \frac{(33.3)(2.3) + (26.5 \sin 30^\circ)(4)}{(26.5 \cos 30^\circ)2.33} = 2.42$

FS = 2.42 O.K. \Rightarrow SI PASA

b) POR CAPACIDAD DE CARGA $P_v = \frac{Q_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$

$P_v = \frac{46.5}{4} \left(1 + \frac{6(0.25)}{4} \right) = 15.98 \text{ ton/m}^2$ $P_v = \frac{46.5}{4} \left(1 - \frac{6(0.25)}{4} \right) = 7.26 \text{ ton/m}^2$

Qa = 22 ton/m²

15.98 ton/m² < 22 ton/m² O.K. \Rightarrow SI PASA

c) $FS = \frac{f_{fr}}{E_{ah}}$

$E_{ah} = 26.5 \cos 30^\circ = 22.95$

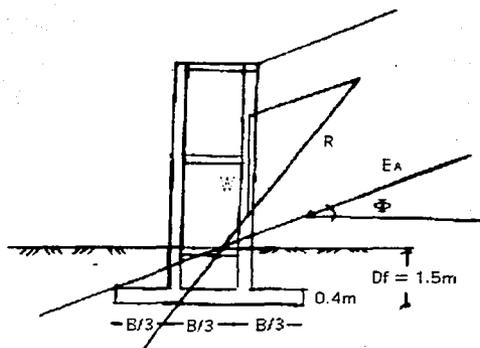
$f_{fr} = R_v \tan \phi' + c \cdot B$

$f_{fr} = 46.5 \tan(7.5^\circ) + (6)(4) = 30.12$

$FS = \frac{30.12}{22.95} = 1.31$

O.K. \Rightarrow SI PASA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$W = 23.5$
 $\text{BASE} = 4.0\text{m}$
 $H = 5.0\text{m}$
 hueco
 $\text{DESPLANTE} = 1.5\text{m}$
 $e = 0.3\text{m}$

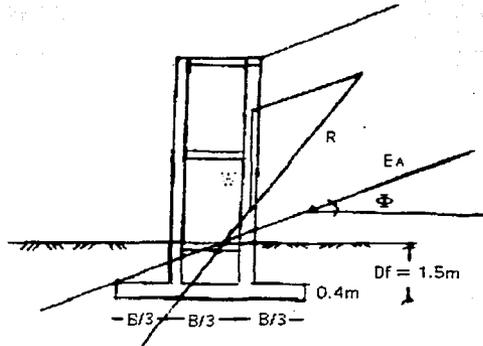
a) POR VOLTEO \Rightarrow SI PASA

b) POR CAPACIDAD DE CARGA

$$P = \frac{36.75}{4} \left(1 + \frac{6(0.3)}{4} \right) = 13.32 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = \frac{22}{13.32} = 1.65 \quad \text{O.K.} \Rightarrow \text{SI PASA}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$$W=32.5$$

$$\text{BASE} = 4.0\text{m}$$

$$H = 5.0\text{m}$$

Relleno de arena gris en estado suelto

DESPLANTE = 1.5m

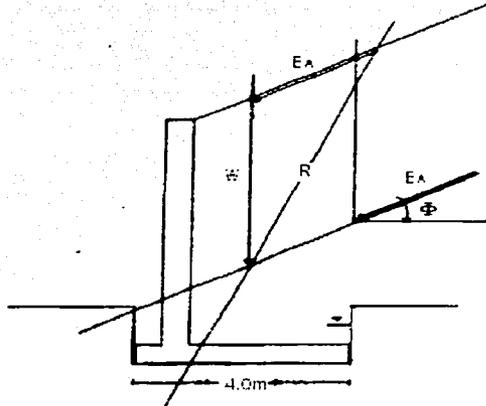
a) POR VOLTEO \Rightarrow SI PASA

b) POR CAPACIDAD DE CARGA

$$P = \frac{45.75}{4} \left(1 + \frac{6(0.25)}{4} \right) = 15.726 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = \frac{22}{15.726} = 1.40 \quad \text{O.K.} \Rightarrow \text{SI PASA}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



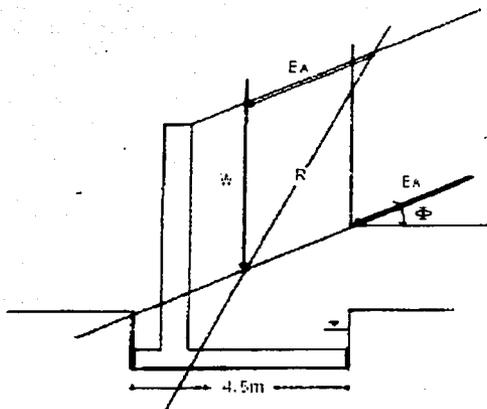
$$W = 37.12 \text{ ton}$$

$$B = 4.0\text{m}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_A}$$

$$FS = \frac{(37.12)(2.26) + (13.25)(4)}{(3.65)22.45} = 1.63$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

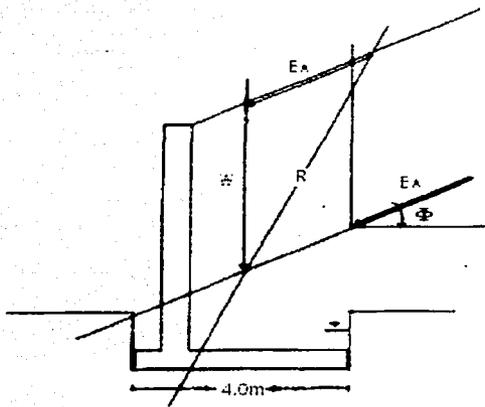


$$W = 43.42 \text{ ton}$$

$$B = 4.5\text{m}$$

$$FS = \frac{(43.42)(2.4) + (13.25)(4.5)}{(3.75)22.45} = 1.90$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



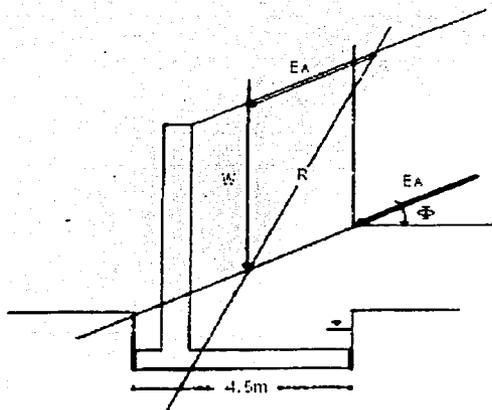
$$W = 31.5$$

$$B = 4.0m$$

$$FS = \frac{M_R}{M_A}$$

$$FS = \frac{(31.5)(2.5) + (13.25)(4)}{(3.5)22.95} = 1.64$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

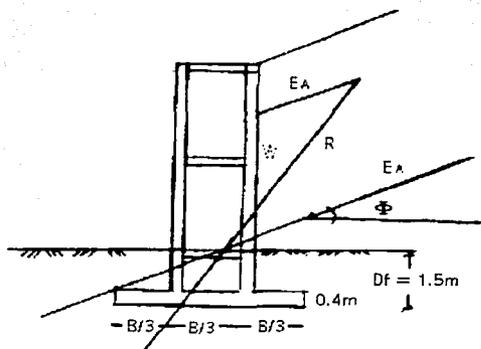


$$W = 37.91$$

$$B = 4.5\text{m}$$

$$FS = \frac{(37.91)(2.72) + (13.25)(4.5)}{(22.95)3.7} = 1.916$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



BASE = 4.5m

H = 5.0m

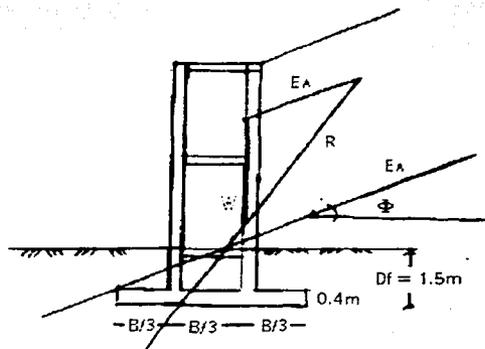
hueco

DESPLANTE = 1.5m

W = 25.26 ton

$$FS = \frac{(25.26)(3.02) + (26.6 \sin 30^\circ)(4.5)}{(26.6 \cos 30^\circ)3.4} = 1.738$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



BASE = 4.5m

H = 5.0m

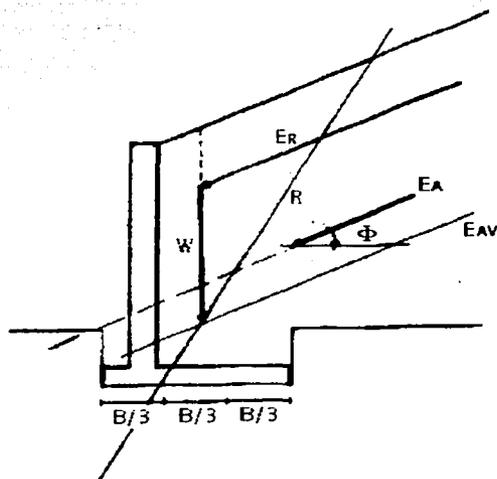
Relleno de arena en estado suelto

DESPLANTE = 1.5m

W = 34.335 ton

$$FS = \frac{(34.335)(2.82) + (26.6 \sin 30^\circ)(4.5)}{(26.6 \cos 30^\circ)3.4} = 2.0$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$$W = 36.5 \text{ ton}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

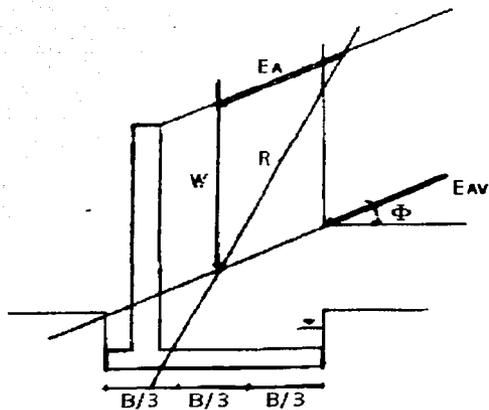
$$FS = \frac{M_R}{M_A}$$

$$FS = \frac{(36.5)(1.79) + (13.25)(3.5)}{(22.95)3.7} = 1.31$$

$$E_v = 26.5 \sin 30^\circ = 13.25$$

$$E_h = 26.5 \cos 30^\circ = 22.95$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$$\begin{aligned} W &= 42.94 \text{ ton} \\ B &= 4.0\text{m} \\ H &= 5.0\text{m} \end{aligned}$$

$$FS = \frac{(42.94)(2) + (13.25)(4)}{(22.95)3.85} = 1.57$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE, GTO.

SONDEO: _____

PROFUND.: _____ m.

MUESTRA: BANCO

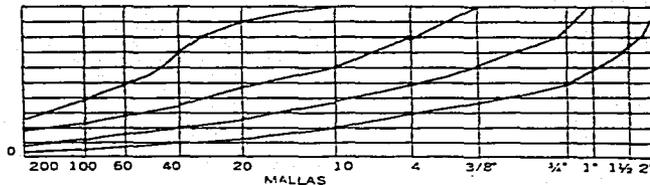
DATOS

W TARA 22.30 GrW_s-T 80.00 GrW_s 57.70 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			100.00
N°4"	0.60	1.04	98.96
10.00	0.00	0.00	98.96
20.00	0.30	0.52	98.44
40.00	0.60	1.04	97.40
60.00	1.90	3.29	94.11
100.00	4.20	7.28	86.83
200.00	2.90	5.03	81.80
PASA 200	47.20	81.80	0.00
SUMA	57.70	0.00	0.00

GRAVA 1.0 %
 ARENA 17.2 %
 FINOS 81.8 %
 SUMA= 100.0 %

100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
%
Q
U
E
P
A
S
A



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE, GTO.

SONDEO: FCA-1

PROFUND.: 1.80-2.00 m.

MUESTRA: 1

DATOS:

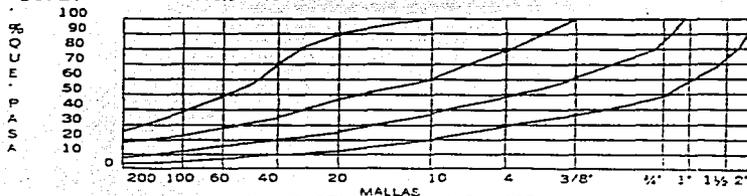
W TARA: 22.30 Gr

Ws+T 80.00 Gr

Ws: 57.70 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
N°4			
10.00			
20.00			
40.00		0.00	100.00
60.00	0.80	1.39	98.61
100.00	0.20	0.35	98.27
200.00	0.30	0.52	97.75
PASA 200	56.40	97.75	0.00
SUMA	57.70	0.00	0.00

GRAVA 0.0 %
 ARENA 2.3 %
 FINOS 97.7 %
 SUMA= 100.0 %



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

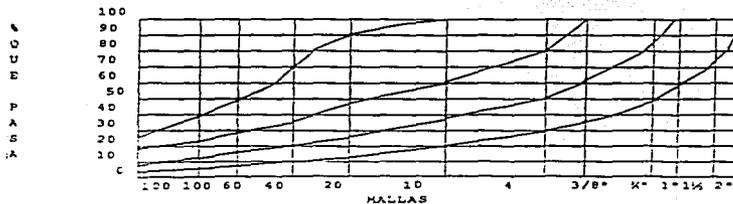
PROYECTO: _____
 SONDEO: PCA-2 PROFUND.: 1.80-2.00 m
 MUESTRA: MC-1

DATOS:

W TARA: 24.70 Gr W_s+T 82.50 Gr
 W_s: 57.80 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
N°4"			100.00
10.00	3.60	6.23	93.77
20.00	3.00	5.19	88.58
40.00	3.20	5.54	83.04
60.00	1.80	3.11	79.93
100.00	1.30	2.25	77.68
200.00	1.50	2.60	75.09
PASA 200	43.40	75.09	0.00
SUMA	57.80	0.00	0.00

GRAVA 0.0 %
 ARENA 24.9 %
 FINOS 75.1 %
 SUMA= 100.0 %



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE, GTO.SONDEO: PCA-3-4PROFUND.: 1.80-2.00 m.MUESTRA: 1

DATOS:

W TARA: 27.20 GrWs+T 156.50 GrWs: 129.30 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			100.00
1	33.90	26.22	73.78
3/4"	0.00	0.00	73.78
1/2"	8.40	6.50	67.29
3/8"	0.00	0.00	67.29
1/4"	5.00	3.87	63.42
N°4	0.30	0.23	63.19
10.00	3.00	2.32	60.87
20.00	6.00	4.64	56.23
40.00	0.30	0.23	55.99
60.00	0.10	0.08	55.92
100.00	1.20	0.93	54.99
200.00	1.80	1.39	53.60
PASA 200	69.30	53.60	0.00
SUMA	129.30	0.00	0.00

GRAVA 36.8 %

ARENA 9.6 %

FINOS 53.6 %

SUMA= 100.0 %

100

90

80

70

60

50

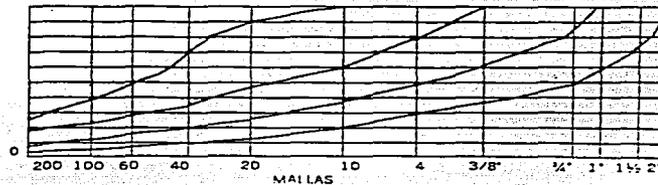
40

30

20

10

A



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE, GTO.SONDEO: PCA-5PROFUND.: 1.90-2.10 m.MUESTRA: 1

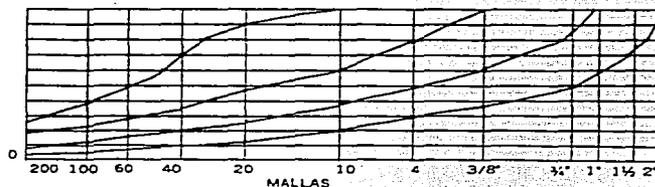
DATOS.

WTARA: 22.90 GrWs-T 116.00 GrW_s: 93.10 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			100.00
1/2"	4.40	4.73	95.27
3/8"	0.00	0.00	95.27
1/4"	0.00	0.00	95.27
N°4"	0.00	0.00	95.27
10.00	0.50	0.54	94.74
20.00	0.30	0.32	94.41
40.00	0.20	0.21	94.20
60.00	0.10	0.11	94.09
100.00	0.20	0.21	93.88
200.00	0.10	0.11	93.77
PASA 200	87.30	93.77	0.00
SUMA	93.10	0.00	0.00

GRAVA 4.7 %
 ARENA 1.5 %
 FINOS 93.8 %
 SUMA= 100.0 %

%
 Q
 U
 E
 P
 A
 S
 A



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE, GTO.SONDEO: PCA-6PROFUND.: 1-40-1.60 m.MUESTRA: 1

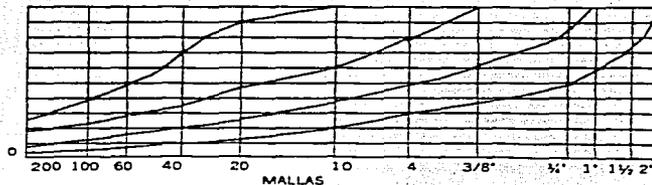
DATOS

W TARA 20.70 GrW_s+T 107.70 GrW_s 87.00 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			100.00
3/8"	3.90	4.48	95.52
1/4"	5.20	5.98	89.54
N°4"	4.60	5.29	84.25
10.00	14.10	16.21	68.05
20.00	8.60	9.89	58.16
40.00	0.30	0.34	57.82
60.00	0.50	0.57	57.24
100.00	2.00	2.30	54.94
200.00	1.80	2.07	52.87
PASA 200	46.00	52.87	0.00
SUMA	87.00	0.00	0.00

GRAVA 15.7 %
 ARENA 31.4 %
 FINOS 52.9 %
 SUMA= 100.0 %

%
 Q
 U
 E
 P
 A
 S
 A



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
PCA-1 MC-1	1.50-1.70	117.70	91.40	22.30	95.40	26.30	27.57
PCA-2 MC-1	1.50-1.70	69.70	27.70	24.40	45.30	42.00	92.72
PCA-3 MC	2.00-2.20	116.30	88.50	24.20	92.10	27.80	30.18
PCA-4 MC	2.00-2.20	116.20	91.90	23.50	92.70	24.30	26.21

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PRECEDENCIA SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO N° BANCO DE MATERIAL MUESTRA PROF
 DESCRIPCION DEL MATERIAL ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ CLARO CON POCAS ARENAS

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° Lmts	W _h -T	W _s -t	W _i	W _L
38	342	27.80	24.15	13.10	33.50
24	329	27.90	24.00	13.20	35.10
16	313	28.50	24.13	13.00	39.26
5	24	29.00	24.43	13.60	41.50

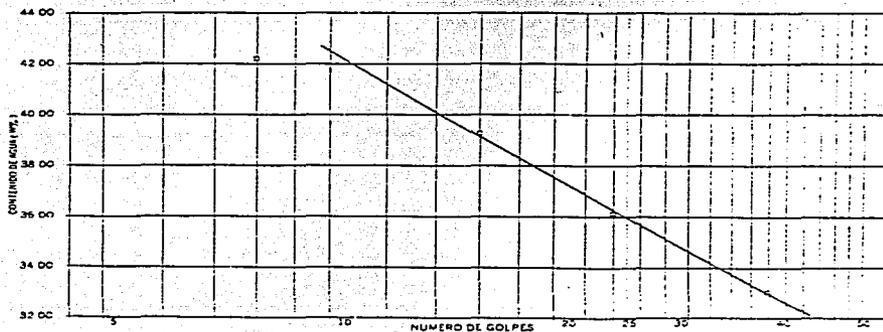
LIMITE PLASTICO

3	14.10	13.30	9.70	22.24
447	12.80	11.90	8.00	23.04

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec inic	lec final	C.L (%)

LL	LP	I.P.	S.U.C.S
36.00	22.65	13.35	CL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN JOSE TURBIDE, GTO.

SONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROF: : 80 E 00

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON ESCASA ARENA

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W _h -T	W _s -t	W _t	W _w
38	400	27.80	22.34	12.00	52.80
24	353	28.10	22.50	12.30	54.90
14	337	27.90	22.18	12.10	56.75
7	330	28.00	22.10	12.20	59.60

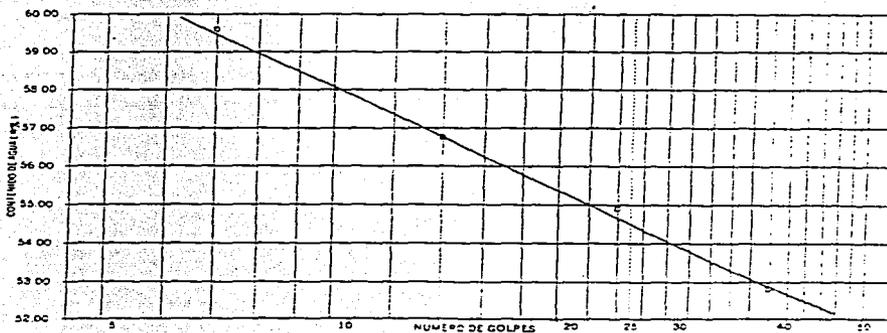
LIMITE PLASTICO

17	12.50	11.90	10.10	33.33
449	10.50	9.80	7.70	33.33

CONTRACCION LINEAL

Barra n°	lec. inic.	lec. final	CL (%)

LL	LP	IP	/ S.U.C.S
54.50	33.33	21.17	OHMH



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: _____

SONDO N° _____

PCA-2

MUESTRA: _____

MC-1

PROF.: _____

1.80-2.00

DESCRIPCION DEL MATERIAL: _____

LIMO CON ARENA FINA Y Poca ARCILLA, CAFE CLARO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W _h - T	W _s - t	W _i	W%
42	141	23.10	21.00	13.10	26.58
29	144	19.25	17.80	12.70	28.43
20	146	18.20	16.70	11.67	29.82
7	144	19.40	17.70	12.50	32.69

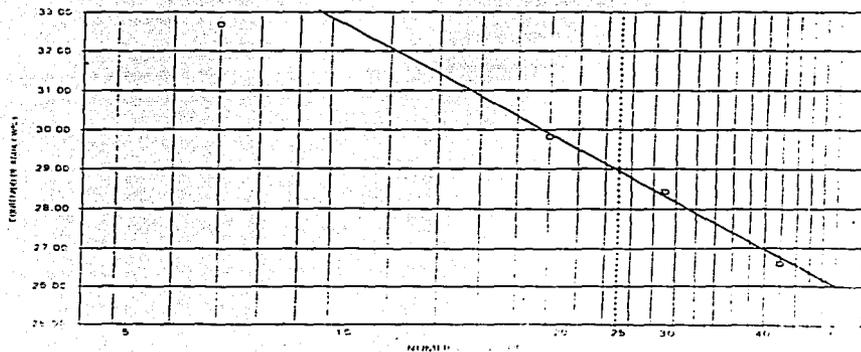
LIMITE PLASTICO

	pl	14.10	13.30	9.70	22.22
	p	14.20	13.40	9.80	22.22

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec. inic.	tec. final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
28.96	22.22	6.74	ML-O L



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN JOSE TURBIDE, GTC

SONDEO N°: PCA-3-4 MUESTRA: MC-1 PROF: 180200

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFE CON POCOA ARENA FINA

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° TARA	W _{h+T}	W _{s+T}	W _l	W _s
40	342	23.90	20.73	12.30	37.60
26	372	23.80	20.50	12.20	39.76
18	325	24.50	21.03	12.70	41.66
8	308	24.00	20.48	12.40	43.56

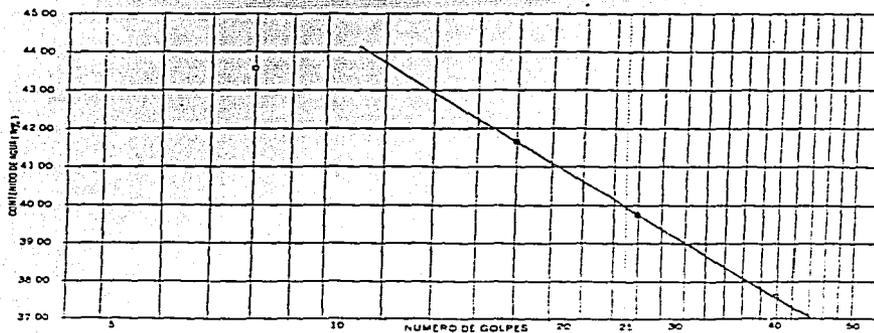
LIMITE PLASTICO

438	10.20	9.80	7.70	19.05
441	11.40	10.70	7.60	22.58

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec. mc	tec. final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
40.00	20.81	19.19	CL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA SAN JOSE ITURBIDE, GTO

SONDEO N° PCA 5 MUESTRA MC 1 PROF 1.90 ± 10 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON ESCASA ARENA

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° Tapa	W _{h+T}	W _{s+T}	W _h	W _s
40	303	25.80	22.00	12.50	40.00
27	5	25.20	21.30	12.10	42.30
18	317	25.10	21.07	12.00	44.43
9	341	25.00	20.90	12.10	46.59

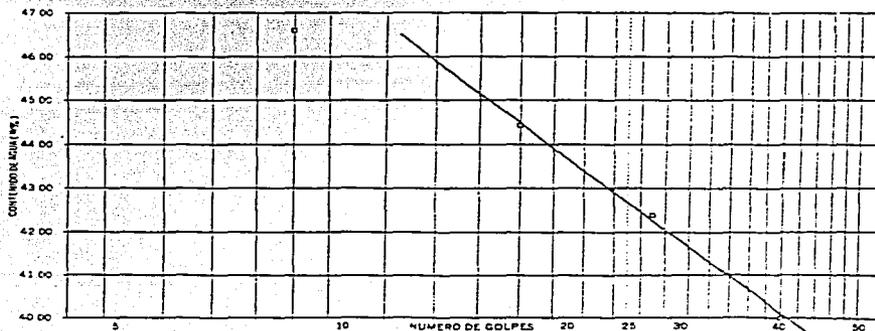
LIMITE PLASTICO

29	12.40	11.80	10.00	33.33
450	10.70	10.00	7.90	33.33

CONTRACCION LINEAL

Barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)
1	10.70	10.00	5.61
2	12.40	11.80	4.84

LL	LP	I.P.	S.U.C.S
42.75	33.33	9.42	ML-OL



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA SAN JOSE ITURBIDE. GTO
 SONDEO N° PCA-6 MUESTRA MC-1 PROF 1.45 : 60
 DESCRIPCION DEL MATERIAL LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO. CON POCA ARENA FINA

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° taras	W _{n+T}	W _{n+1}	W _L	W _U
40	384	25.60	22.10	12.80	36.46
26	309	25.10	21.50	12.10	38.37
18	353	25.40	21.62	12.30	40.56
9	389	25.50	21.60	12.40	42.39

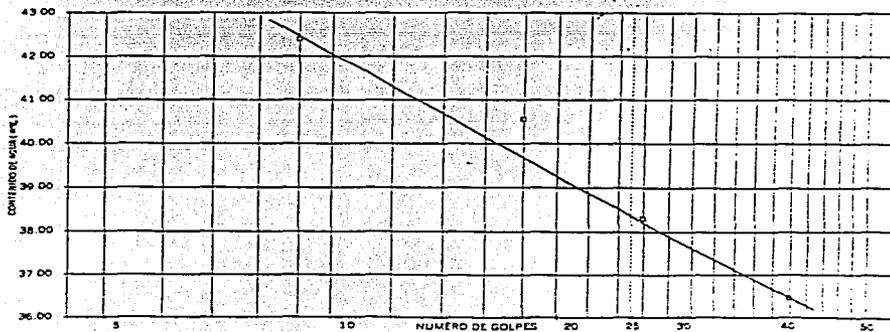
LIMITE PLASTICO

438	13.60	12.70	7.90	18.75
455	13.20	12.20	7.70	22.21

CONTRACCION LINEAL

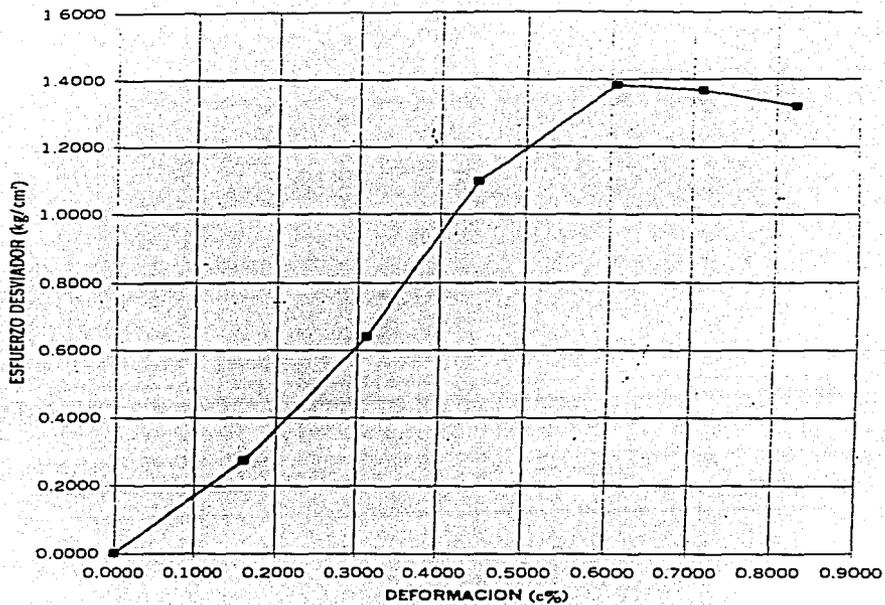
tarra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)
384	13.60	12.70	7.90
309	13.20	12.20	7.70

LL	LP	I.P.	S.U.C.S	CL
38.40	20.49	17.91		



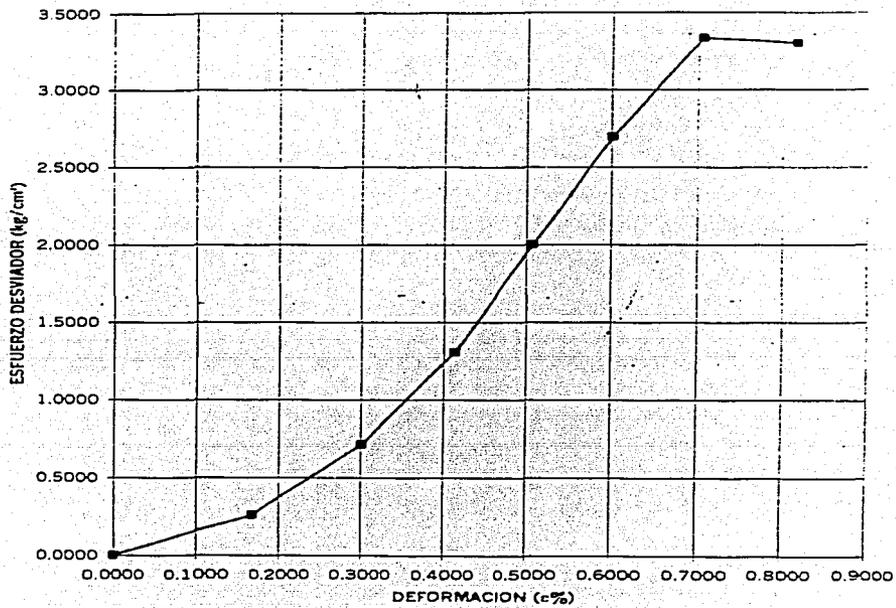
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PCA-1. MC-1
PROFUNDIDAD: 1.80-2.00m.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PCA-6 MC-1
PROFUNDIDAD: 1.40-1.60m.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ CLARO CON POCOA ARENA FINA

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-1

PROFUND.: 2.50-2.70 m.

OPERADOR: F.O.

CONSTANTE: 0.192

PRESION: 0.25 kg/cm²

ELOCIDAD: 0.01667

ds =	4.12	cm	Wo =	133.60	gr
dm =	4.11	cm	Wt =	144.80	gr
di =	4.09	cm	Wt + sh =	278.30	gr
d prom. =	4.11	cm	Wt + ss =	262.00	gr
h1 =	8.02	cm	Ss =	2.60	
h2 =	8.02	cm	W(%) =	13.91	
h prom. =	8.02	cm	pvhi =	1.257	ton/m ³
Ao =	13.256	cm ²	pvhf =	1.256	ton/m ³
Vo =	106.315	cm ³	pvs =	1.103	ton/m ³
ei =	1.357		Gi =	26.65	(%)
ef =	1.359		Wi =	13.99	(%)
si =	26.781	(%)	Wf =	13.91	(%)
sf =	26.617	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.2563	0.0000
10	5.90	1.1328	0.1667	13.2784	0.0853
20	9.30	1.7856	0.3334	13.3006	0.1342
30	10.90	2.0928	0.5001	13.3229	0.1571
40	11.60	2.2272	0.6668	13.3453	0.1669
50	11.80	2.2656	0.8335	13.3677	0.1695
60	11.90	2.2848	1.0002	13.3902	0.1706
65	11.70	2.2464	1.0836	13.4015	0.1676
70	7.90	1.5168	1.1669	13.4128	0.1131

0.1706

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-1
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND.: 2.50-2.70 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²			
ds=	4.17 cm	W _o =	130.90 gr		
dm=	4.02 cm	W _t =	63.30 gr		
di=	4.13 cm	W _t +sh=	194.10 gr		
d prom.=	4.06 cm	W _t +ss=	178.40 gr		
h1=	7.94 cm	S _s =	2.60		
h2=	7.94 cm	W(%)=	13.64		
h prom.=	7.94 cm	pvhi=	1.271 ton/m ³		
A _o =	12.967 cm ²	pvhf=	1.270 ton/m ³		
V _o =	102.962 cm ³	pvs=	1.119 ton/m ³		
ei=	1.324	Gi=	26.79 (%)		
ef=	1.326	Wi=	13.73 (%)		
si=	26.920 (%)	Wf=	13.64 (%)		
sf=	26.750 (%)				
tiempo min	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.9675	0.0000
10	6.30	1.2096	0.1667	12.9891	0.0931
20	10.20	1.9584	0.3334	13.0108	0.1505
30	12.90	2.4768	0.5001	13.0326	0.1900
40	13.70	2.6304	0.6668	13.0545	0.2015
45	13.20	2.5344	0.7502	13.0655	0.1940
50	10.70	2.0544	0.8335	13.0764	0.1571

0.2015

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-I
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND.: 2.50-2.70 m.

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	4.16 cm	Wo=	132.20 gr
dm=	4.06 cm	Wt=	105.50 gr
dj=	4.14 cm	Wt+sh=	237.70 gr
d prom.=	4.09 cm	Wt+ss=	221.20 gr
h1=	7.97 cm	Ss=	2.60
h2=	7.97 cm	W(%)=	14.26
h prom.=	7.97 cm	pvhi=	1.263 ton/m ³
An=	13.138 cm ²	pvhf=	1.263 ton/m ³
Vo=	104.712 cm ³	pvs=	1.105 ton/m ³
ei=	1.353	Gi=	27.40 (%)
ef=	1.353	Wi=	14.26 (%)
si=	27.403 (%)	Wf=	14.26 (%)
sfe=	27.403 (%)		

tiempo min	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.1382	0.0000
10	16.10	3.0912	0.1667	13.1602	0.2349
20	25.30	4.8576	0.3334	13.1822	0.3685
30	26.10	5.0112	0.5001	13.2043	0.3795
35	22.80	4.3776	0.5835	13.2153	0.3313
40	20.40	3.9168	0.6668	13.2264	0.2961

0.3795

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS Y ASesorIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

ORNA:

SONDEO: PCA 1

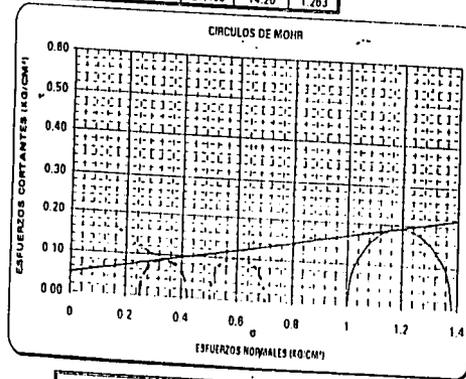
MUESTRA: MC 1

PROF.: 2.30 2.70 m

DESCRIPCION DEL SUELO:

TIPO: A F. CLASIF. CON POR. A. APLA. FIRMA

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURA (ton/m ³)	Gwi (%)	Si	VALORES PROMEDIO	
						Sk =	2.60
1	0.25	0.17	1.257	28.7	1.357	wi =	13.99 %
2	0.50	0.20	1.271	28.8	1.324	wf =	13.94 %
3	1.00	0.38	1.283	27.4	1.353	Gw =	28.95 %
						Gwl =	28.92 %
						PVN =	1.284 ton/m ³
						PVF =	1.283 ton/m ³
						ni =	1.34
						ef =	1.35
DATOS FINALES							
		ef	Gwl	wf	pvhl		
1	0.25	1.359	28.817	13.91	1.258		
2	0.50	1.328	28.750	13.84	1.270		
3	1.00	1.353	27.403	14.28	1.283		



$c = 0.06 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 8 \text{ grados}$
 $E = \text{ kg/cm}^2$
 $\mu = 0.45$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

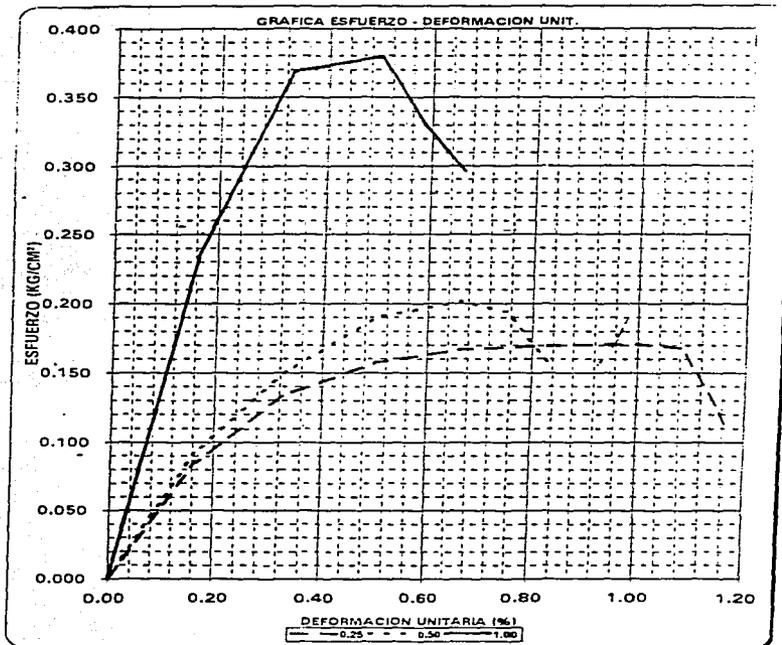
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JOSE ITURBIDE

SONDEO: PCA-1

PROF: 2.50-2.70 m.

MUESTRA: MC-1



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
Y ALGUNAS GRAVILLAS

PROYECTO:

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

PROFUND.: 1.80-2.00 m.

OPERADOR: F.O.

CONSTANTE: 0.192

PRESION: 0.25 kg/cm²

VELOCIDAD: 0.01667

ds =	4.02	cm	Wo =	136.80	gr
dm =	4.12	cm	Wt =	70.00	gr
di =	4.03	cm	Wt + sh =	206.40	gr
d prom. =	4.09	cm	Wt + ss =	196.70	gr
h1 =	8.06	cm	Ss =	2.58	
h2 =	8.06	cm	W(%) =	7.66	
h prom. =	8.06	cm	pvhi =	1.293	ton/m ³
Ao =	13.128	cm ²	pvhf =	1.289	ton/m ³
Vg =	105.808	cm ³	pvs =	1.201	ton/m ³
ei =	1.148		Gi =	17.20	(%)
ef =	1.155		Wi =	7.97	(%)
si =	17.813	(%)	Wf =	7.66	(%)
sf =	17.108	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.1275	0.0000
10	12.20	2.3424	0.1667	13.1494	0.1781
20	22.80	4.3776	0.3334	13.1714	0.3324
30	32.70	6.2784	0.5001	13.1935	0.4759
40	43.80	8.4096	0.6668	13.2156	0.6363
50	54.80	10.5216	0.8335	13.2379	0.7948
60	73.40	14.0928	1.0002	13.2601	1.0628
80	97.80	18.7776	1.3336	13.3049	1.4113
85	80.00	15.3600	1.4170	13.3162	1.1535
90	51.70	9.9264	1.5003	13.3275	0.7448

1.4113

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-2
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND.: 1.80-2.00 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²			
dc =	4.07 cm	Wo =	140.70 gr		
dm =	4.06 cm	Wt =	69.30 gr		
di =	4.03 cm	Wt+sh =	209.70 gr		
d prom. =	4.06 cm	Wt+ss =	200.20 gr		
h1 =	8.07 cm	Ss =	2.58		
h2 =	8.07 cm	W(%) =	7.26		
h prom. =	8.07 cm	pvhi =	1.349 ton/m ³		
Ao =	12.925 cm ²	pvhf =	1.346 ton/m ³		
Vu =	104.304 cm ³	pvs =	1.258 ton/m ³		
ei =	1.051	Gi =	17.81 (%)		
ef =	1.056	Wi =	7.49 (%)		
si =	18.295 (%)	Wf =	7.26 (%)		
st =	17.735 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.9249	0.0000
10	14.70	2.8224	0.1667	12.9465	0.2180
20	27.70	5.3184	0.3334	12.9682	0.4101
30	42.30	8.1216	0.5001	12.9899	0.6252
40	74.30	14.2656	0.6668	13.0117	1.0964
50	116.00	22.2720	0.8335	13.0336	1.7088
60	138.00	26.4960	1.0002	13.0555	2.0295
80	120.00	23.0400	1.3336	13.0996	1.7588

2.0295

FIGURA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-2
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND.: 1.80-2.00 m.

PRESION: 1.00 kg/cm ²			
ds =	4.13 cm	Wo =	137.60 gr
dm =	4.14 cm	Wt =	148.30 gr
dj =	4.07 cm	Wt + sh =	285.60 gr
d prom. =	4.13 cm	Wt + ss =	275.50 gr
h1 =	8.03 cm	Ss =	2.58
h2 =	8.03 cm	W(%) =	7.94
h prom. =	8.03 cm	pvhi =	1.281 ton/m ³
Ao =	13.375 cm ²	pvhf =	1.278 ton/m ³
Vo =	107.400 cm ³	pvs =	1.187 ton/m ³
ei =	1.174	Gi =	17.45 (%)
ef =	1.178	Wi =	8.18 (%)
si =	17.901 (%)	Wf =	7.94 (%)
sf =	17.385 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.3748	0.0000
10	19.20	3.6864	0.1667	13.3972	0.2752
20	41.10	7.8912	0.3334	13.4196	0.5880
30	75.20	14.4384	0.5001	13.4421	1.0741
40	103.70	19.9104	0.6668	13.4646	1.4787
50	134.70	25.8624	0.8335	13.4873	1.9175
60	159.60	30.6432	1.0002	13.5100	2.2682
80	184.40	35.4048	1.3336	13.5556	2.6118
95	206.20	39.5904	1.5837	13.5901	2.9132
100	110.10	21.1392	1.6670	13.6016	1.5542

2.9132

FIGURA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SONDEO:

PCA J

MUESTRA: MC-1

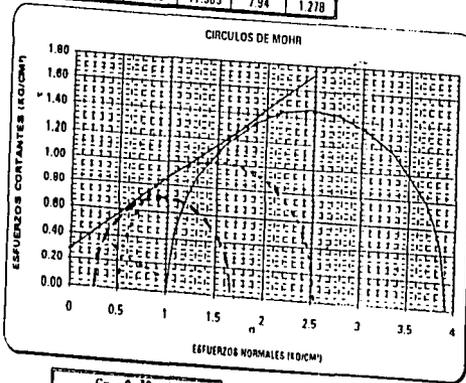
PROF.: 1.80-2.00 m.

DESCRIPCION DEL SUELO:

LIMO CAJÉ CLAYED CON POCAS ARENAS FINAS

Y ALGUNAS GRAVILLAS

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURA (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Se =	wf =
1	0.25	1.41	1.293	17.2	1.148	2.58	7.68 %
2	0.50	2.03	1.349	17.8	1.051	7.62	17.49 %
3	1.00	2.91	1.281	17.5	1.174	17.41	1.308 [ton/m ³]
DATOS FINALES						PVF =	1.305 [ton/m ³]
		ef	Gwf	wf	pvf	ev =	1.12
1	0.25	1.155	17.108	7.66	1.269	el =	1.13
2	0.50	1.058	17.735	7.28	1.348		
3	1.00	1.178	17.385	7.94	1.278		



$C = 0.30 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 28 \text{ grados}$
 $E = \text{---} \text{ kg/cm}^2$
 $\mu = 0.45$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

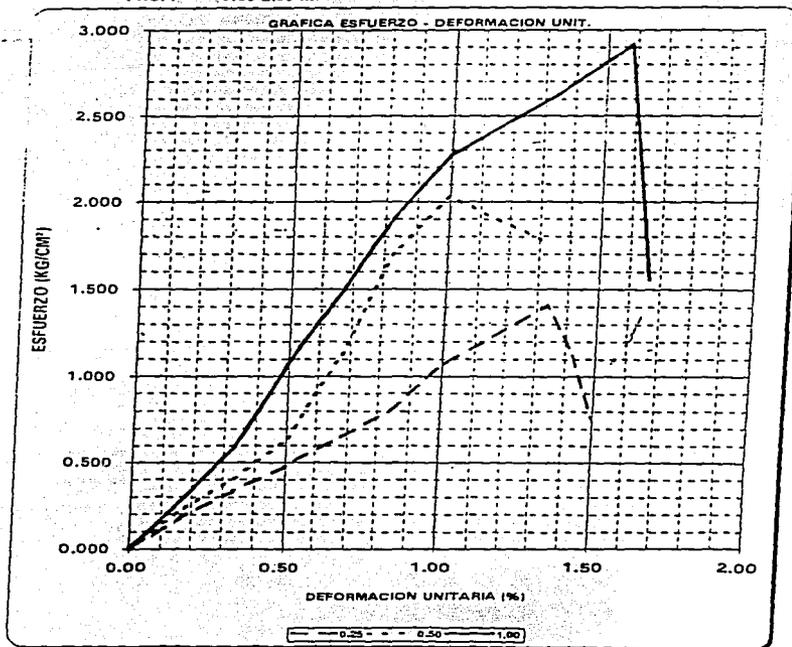
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JOSE ITURBIDE

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.80-2.00 m.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ CLARO CON ESCASA ARENA FINA

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE

SONDEO: PCA-5

MUESTRA: MC-1

PROFUND.: 1.90-2.10 m.

OPERADOR: JCRE

CONSTANTE: 0.192

PRESIÓN: 0.25 kg/cm²

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	4.17	cm	Wo=	156.20	gr
dm=	3.92	cm	Wt=	144.80	gr
dj=	4.11	cm	Wt+sh=	300.70	gr
d prom =	3.99	cm	Wt+ss=	273.10	gr
h1=	7.98	cm	Ss=	2.58	
h2=	7.98	cm	W(%)=	21.51	
h prom =	7.98	cm	pvhj=	1.563	ton/m ³
Ac=	12.525	cm ²	pvhf=	1.560	ton/m ³
Vo=	99.946	cm ³	pvs=	1.286	ton/m ³
ci=	1.006		Gi=	55.17	(%)
ef=	1.010		Wi=	21.75	(%)
si=	55.552	(%)	Wf=	21.61	(%)
sf=	64.962	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.5245	0.0000
10	9.00	1.7280	0.1667	12.5454	0.1377
20	20.00	3.8400	0.3334	12.5664	0.3056
30	31.00	5.9520	0.5001	12.5875	0.4729
40	38.00	7.2960	0.6668	12.6086	0.5787
50	41.00	7.8720	0.8335	12.6298	0.6233
60	44.00	8.4480	1.0002	12.6511	0.6678
65	43.00	8.2560	1.0836	12.6617	0.6520
70	41.00	7.8720	1.1669	12.6724	0.6212

0.6678

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-5
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND: 1.90-2.10 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²	
ds=	4.11 cm	Wo=	155.90 gr
dm=	3.92 cm	Wr=	98.60 gr
dj=	4.11 cm	Wl+sh=	254.40 gr
d prom =	3.98 cm	Wt+ss=	223.20 gr
h1=	7.98 cm	Sr=	2.58
h2=	7.98 cm	W(%)=	25.04
h prom.=	7.98 cm	pvhj=	1.568 ton/m ³
Ao=	12.462 cm ²	pvhf=	1.587 ton/m ³
Vo=	99.446 cm ³	pvs=	1.254 ton/m ³
ci=	1.058	Gi=	61.07 (%)
cf=	1.059	Wi=	25.12 (%)
si=	61.191 (%)	Wf=	25.04 (%)
sf=	60.998 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.4619	0.0000
10	12.00	2.3040	0.1667	12.4827	0.1846
20	24.00	4.6080	0.3334	12.5036	0.3685
30	34.00	6.5280	0.5001	12.5245	0.5212
40	42.00	8.0640	0.6668	12.5455	0.6428
50	55.00	10.5600	0.8335	12.5666	0.8403
60	67.00	12.8640	1.0002	12.5878	1.0219
65	69.00	13.2480	1.0836	12.5984	1.0516
70	68.00	13.0560	1.1669	12.6090	1.0355
75	66.00	12.6720	1.2503	12.6196	1.0041

1.0516

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

PROYECTO: SAN JOSE ITURBIDE
 SONDEO: PCA-5
 MUESTRA: MC-1
 PROFUND.: 1.90-2.10 m.

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	4.02 cm	W ₀ =	176.10 gr
dm=	4.18 cm	W _r =	148.70 gr
di=	4.00 cm	W _{t+sb} =	324.70 gr
d prom =	4.12 cm	W _{t+ss} =	297.60 gr
h1=	7.90 cm	S _s =	2.58
h2=	7.90 cm	W(%)=	18.20
h prom =	7.90 cm	pvhi=	1.669 ton/m ³
A ₀ =	13.353 cm ²	pvhf=	1.888 ton/m ³
V ₀ =	105.491 cm ³	pvs=	1.412 ton/m ³
ci=	0.827	C _i =	56.79 (%)
cf=	0.828	W _i =	18.27 (%)
si=	56.931 (%)	W _f =	18.20 (%)
sf=	56.721 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.3532	0.0000
10	17.00	3.2640	0.1667	13.3755	0.2440
20	43.00	8.2560	0.3334	13.3979	0.6162
30	76.00	14.5920	0.5001	13.4204	1.0873
40	112.00	21.5040	0.6668	13.4429	1.5997
50	142.00	27.2640	0.8335	13.4655	2.0247
55	139.00	26.6880	0.9169	13.4768	1.9803

2.0247

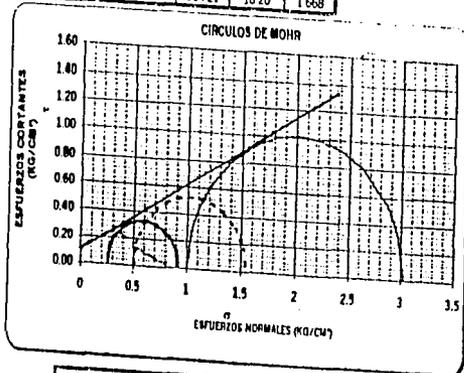
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

PRUEBA TRIAXIAL UU

CORA: SAN JESU BURDIDE
 SONDEO: PCAJ
 MUESTRA: MC-7 PROF: 1.00-2.10 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
 LIMO POCO ARCILLOSO, CASI CLARO CON ENTERRA
 ANDALINA

ENSAYO Num.	PRESSION	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	Gwl	el	VALORES PROMEDIO	
	CONF. (kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)			(%)	(%)
1	0.25	0.67	1.563	55.2	1.006	S _w = 2.58	w _i = 21.71 %
2	0.50	1.05	1.568	61.1	1.058	w _t = 21.58 %	w _t = 21.58 %
3	1.00	2.02	1.669	56.8	0.827	Q _w = 57.68 %	Q _w = 57.68 %
DATOS FINALES						P _{VM} = 1.600 ton/m ³	P _{VM} = 1.600 ton/m ³
						P _{VF} = 1.598 ton/m ³	e _v = 0.95
							e _v = 0.97
1	0.25	1.010	54.962	21.51	1.560		
2	0.50	1.059	60.996	25.04	1.567		
3	1.00	0.828	56.721	18.20	1.668		



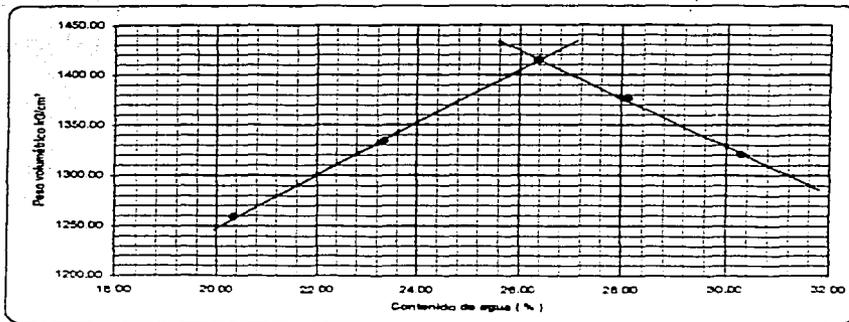
C = 0.1 kg/cm²
 φ = 26°
 E = kg/cm²
 μ = 0.1

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

COMPACTACION PROCTOR

OBRA: SAN JOSE ITURBIDE
 MUESTRA: 1 PROFUNDIDAD:
 SONDEO: banco de materiales
 MOLDE N°: Ach
 PESO T: 4.28 Kgs. PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO: 1414.72 kg/cm³
 VOLUMEN: 0.924 lts. HUMEDAD OPTIMA: 26.37 %

W=Wh+T	Wh=W-T	Tara	WT	Wh+T	Ws+T	W	Ws2	P.VOLS
gs	gs	N°.	gs	gs	gs	%	Kgs	Kg/m ³
5660	1400	88	18.20	101.00	87.00	20.35	1163.29	1258.97
5780	1520	92	19.90	102.90	87.20	23.33	1232.48	1333.85
5912	1652	76	19.20	102.10	84.80	26.37	1307.25	1414.78
5890	1630	198	18.50	101.40	83.20	28.13	1272.15	1378.78
5850	1590	258	19.80	102.80	83.50	30.30	1220.28	1320.65



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFIA

- Delgado Vargas Manuel, "Ingeniería de cimentaciones, fundamentos e introducción al análisis geotécnico", Editorial Alfaomega
- Peck, Masón Thornburn, "Ingeniería de cimentaciones", Editorial Limusa.
- Gordon Vernon, "Estudio de suelos y cimentaciones", Editorial Limusa.
- Braja Midas, "Principios de ingeniería de cimentaciones", Internacional Thomson Editores.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas.
- S. Merrit Frederick, "Manual del ingeniero civil", Editorial Mc. Graw Hill.
- "La ingeniería civil y su compromiso social" Memorias del XX Congreso Nacional de Ingeniería Civil, CICM
- Legget Robert F., "Geología para ingenieros", Ediciones Gili.
- Ing. Carlos Crespo Villalaz, "Mecánica de Suelos y cimentaciones", Editorial Limusa.
- López Mendoza Jesús M. "Técnicas alternativas para la determinación del Límite líquido de suelos", Series del Instituto de Ingeniería. No. 605
- Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, "Mecánica de suelos" Tomo I - Fundamentos de la Mecánica de Suelos -, Editorial Limusa.
- Mecánica de suelos, Instructivo para ensaye de suelos. Comisión Nacional del Agua
- Henri Cambefort, "Geotecnia del ingeniero. -Reconocimiento de suelos-", Editores técnicos asociados S.A.
- Lambe William, Whitman Robert, "Mecánica de Suelos", Instituto tecnológico de Massachusetts

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN