



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

**EFFECTO DE LA CONTAMINACIÓN CON
HIDROCARBUROS EN LA
COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
(MECÁNICA DE SUELOS)
P R E S E N T A :
MA. ANGELICA CAMARENA AMARO

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

Ciudad Universitaria,

Octubre de 2005

DEDICATORIA:

A mi esposo Adrián Medina y a mis hijas Joana y Berenice por ser mi mayor motivación para concluir este proyecto.

A mi madre Teresita Amaro y a mi padre Angel Camarena (†) por haberme apoyado en mis estudios a lo largo de mi vida.

A la ESIA Zacatenco por el progreso académico de la institución y para que siga apoyando proyectos de superación del personal docente.

Al Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez y su equipo de trabajo por permitirme aprender de ustedes y dedicar parte de su tiempo a mi proyecto.

AGRADECIMIENTOS:

Muy especial y muy cariñoso a mi esposo Adrián Medina, por su apoyo incondicional y por brindarme todas las facilidades para la conclusión de este proyecto y por creer en mí.

A mi madre Teresita Amaro por su ayuda al cuidado de mis hijas en esta etapa de mi vida y por su gran apoyo moral en todo momento.

A la familia Medina Rubio también por su colaboración en el cuidado de mis hijas y por su apoyo incondicional.

A esta institución UNAM por todo el apoyo y su tiempo brindado para la conclusión de esta maestría, el cual fue totalmente incondicional y sobre todo por contar con el mejor profesorado en la sección de posgrado y fomentar la investigación.

En especial al Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez profesor de la maestría en Geotecnia, por haberme dado la mayor parte de las cátedras de mi plan de estudios, además de brindarme todas las facilidades para la realización de este proyecto.

Al Instituto Politécnico Nacional, por haberme brindado la oportunidad de mejorar mi nivel académico dando oportunidades de estudios de posgrado, y por el tiempo otorgado para realizarlos hasta obtener el grado.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN..... ¡Error! Marcador no definido.

1. ANTECEDENTES ¡Error! Marcador no definido.

1.1 Situación en México..... ¡Error! Marcador no definido.

1.2 Distribución de la contaminación por diesel en el suelo ... ¡Error! Marcador no definido.

1.3 Alternativas para eliminar la contaminación del suelo..... ¡Error! Marcador no definido.

2. CONTAMINACIÓN EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO¡Error! Marcador no definido.

2.1 Compresibilidad de suelos finos contaminados ¡Error! Marcador no definido.

2.2 Propiedades geotécnicas de arenas contaminadas..... ¡Error! Marcador no definido.

2.3 Tratamientos de suelos contaminados por aceite ¡Error! Marcador no definido.

2.4 Análisis de daños por contaminación de hidrocarburos... ¡Error! Marcador no definido.

2.4.1 Elección del método para descontaminar ¡Error! Marcador no definido.

2.4.2 Evaluación de materiales orgánicos que interfieren con la estabilización¡Error! Marcador no

2.4.3 Hidrocarburos en el suelo y su relación con el agua. ¡Error! Marcador no definido.

3. PARÁMETROS EN SUELOS CONTAMINADOS..... ¡Error! Marcador no definido.

3.1 Visita al sitio de estudio..... ¡Error! Marcador no definido.

3.2 Extracción de las muestras ¡Error! Marcador no definido.

3.2.1 Suelo no contaminado ¡Error! Marcador no definido.

3.2.2 Suelo contaminado ¡Error! Marcador no definido.

3.3 Proceso de consolidación..... ¡Error! Marcador no definido.

4. PRUEBAS DE LABORATORIO	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
4.1 Descripción del equipo de trabajo.....	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
4.2 Descripción de las pruebas	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
4.3 Obtención de parámetros de compresibilidad	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
5.1 Condiciones del suelo no contaminado	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
5.2 Condiciones del suelo contaminado	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
5.3 Gráficas comparativas	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
5.4 Comentarios	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
6. CONCLUSIONES	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
INDICE DE TABLAS	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
INDICE DE FIGURAS.....	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
ANEXO DE TABLAS.....	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
BIBLIOGRAFÍA.....	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>

INTRODUCCIÓN

Con el crecimiento de la mancha urbana, los predios originalmente destinados para disposición de desechos industriales, depósitos de basura, zonas de procesamiento y almacenamiento de hidrocarburos, se empezaron a usar para la construcción de viviendas; lo cual propicia incertidumbre acerca del comportamiento del suelo en cuanto a compresibilidad y resistencia a largo plazo.

Además de los factores ya conocidos que intervienen en la generación de los asentamientos tales como: la extracción del agua del subsuelo, el peso de la propia edificación, las vibraciones generadas por sismos o tránsito local; se tienen que considerar los antecedentes del uso del suelo.

Actualmente, existe interés en estudiar la influencia que tienen otros factores en la compresibilidad del suelo por ejemplo la contaminación por hidrocarburos, ya que cuando éstos penetran al subsuelo ocasionan cambios en las propiedades físicas y químicas de éste. En el país existen tuberías e instalaciones que transportan y almacenan hidrocarburos; los cuales, ya sea por accidente o por factores ambientales, se fugan y/o derraman causando contaminación en el subsuelo. Lo anterior es el tema que aborda el presente trabajo de investigación en el que se llega a resultados obtenidos mediante pruebas de laboratorio que servirán de base a proyectos de investigación similares.

El objetivo general del proyecto consiste en conocer el efecto que tiene la contaminación por hidrocarburos en la compresibilidad del suelo, por medio de comparación de parámetros de compresibilidad entre el suelo de un mismo lugar que se encuentra contaminado y otro cercano que no contiene contaminación.

El objetivo particular se enfoca principalmente en observar todas las gráficas de consolidación y de compresibilidad obtenidas de los ensayos de consolidación unidimensional realizados a los suelos; además de comparar los siguientes parámetros: el coeficiente de compresibilidad, a_v ; el coeficiente de variación volumétrica, m_v ; el coeficiente de consolidación del suelo, C_v ; y el índice de compresión, C_c ; para poder visualizar también por medio de gráficas, cómo se comportan ante el efecto de la contaminación.

La importancia radica en analizar el impacto que tiene la contaminación por hidrocarburos en el subsuelo y en la contribución a la generación de asentamientos a largo plazo. Hay muchas preguntas que surgen acerca de la contaminación del subsuelo por hidrocarburos, pero el alcance de este trabajo se limita a dar las conclusiones y recomendaciones que se refieran a los parámetros de compresibilidad. Los resultados encontrados en las propiedades índice y en las curvas de compresibilidad pueden ser de utilidad para otras investigaciones relacionadas con problemas de suelos contaminados por hidrocarburos.

Se describen diversos daños desde el punto de vista ambiental ocasionados por estar en contacto directo con las zonas contaminadas, por ejemplo malestares físicos debido a la constante inhalación de vapores expedidos por los hidrocarburos; por la infiltración de los hidrocarburos hay contaminación de los mantos acuíferos, y zonas agrícolas (en su caso).

Se presentan en este trabajo algunas investigaciones que estudian los cambios en las propiedades de compresibilidad y resistencia debido a la influencia del contaminante en las propiedades mecánicas y físico-químicas de los suelos; y también se mencionan algunos métodos de limpieza o remoción del contaminante aplicados al suelo, así como los resultados obtenidos y las conclusiones de los autores.

Como parte medular, se presenta el trabajo de laboratorio realizado para obtener las propiedades índice y parámetros de compresibilidad de los sedimentos aluvio-lacustres de la Ciudad de México que se encuentran contaminados por hidrocarburos; así como la elaboración de los cálculos, gráficas y conclusiones correspondientes.

En este trabajo por lo tanto, se presenta el origen y las consecuencias de la contaminación por hidrocarburos, en México y lugares con este problema, se comentan artículos de revistas referentes al tema y se analiza un caso real de suelo contaminado. Los resultados y conclusiones ayudan a entender el comportamiento de éste ante condiciones de carga.

1. ANTECEDENTES

1.1 Situación en México

La presencia de hidrocarburos contaminantes en los suelos se debe principalmente a, derrames accidentales en instalaciones de la industria del petróleo. Los suelos afectados pueden filtrar los hidrocarburos hacia los acuíferos ocasionando la contaminación del agua subterránea, aumentando así la dificultad para resolver el problema, e inclusive contaminando zonas habitacionales establecidas.

El interés por el estudio de suelos contaminados va en aumento, apenas se están identificando los lugares con mayor índice de contaminación. México cuenta con grandes depósitos de hidrocarburos localizados en zonas bien identificadas, en la mayoría de estas regiones se han instalado diferentes tipos de industrias para la explotación y refinación del petróleo; son cuantiosos los estragos ambientales y la destrucción de los ecosistemas que han provocado dichas industrias.

Las zonas productoras de hidrocarburos más activas del país han sido divididas en tres áreas, siguiendo los criterios geológicos: Salina de Istmo-Macuspana; Chiapas-Tabasco y la sonda de Campeche, con 28 yacimientos en total, de los cuales a 16 se les denomina gigantes y a 12 súper gigantes, por la producción de barriles de crudo o gas.

Muchas de las refinerías producen grandes contaminaciones en los sitios donde están ubicadas y en sus alrededores, se han ocasionado graves accidentes por diferentes factores durante el tiempo de operación.

Las inspecciones por parte de las autoridades han revelado que en las zonas industriales existen suelos contaminados por sustancias orgánicas e inorgánicas que resultan perjudiciales a la salud humana y al ambiente. Los mantos acuíferos están actualmente en riesgo de contaminarse por la presencia de estos residuos industriales sin ningún tratamiento de estabilización. (CENAPRED, 1996).

1.2 Distribución de la contaminación por diesel en el suelo

En la mayoría de los casos, la distribución ambiental, la diversidad y complejidad de los componentes del diesel, requieren un acercamiento analítico para entender su interacción.

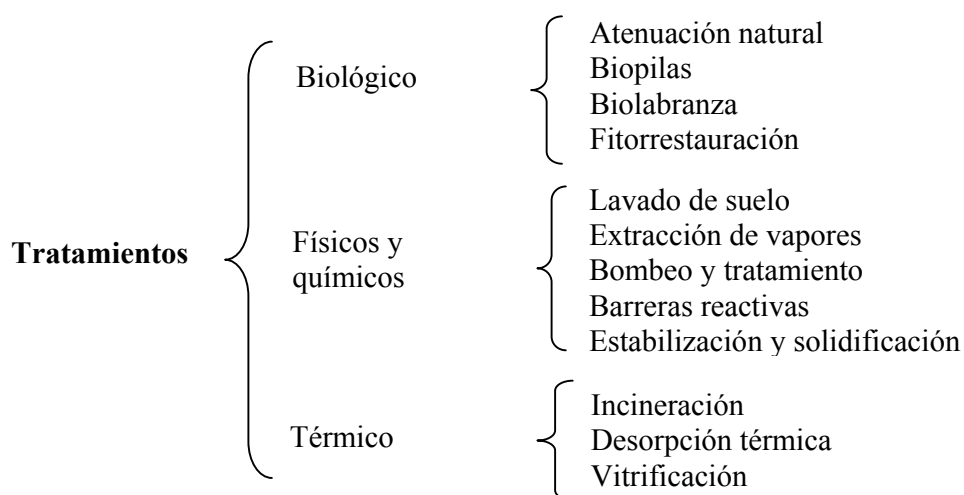
El descubrimiento de hidrocarburos en el suelo ha permitido que se realicen extensas investigaciones ambientales, se experimenten gestiones de mitigación, las cuales expliquen cómo afectan y/o degradan los suelos. Los conocimientos acerca de la infiltración de hidrocarburos es relativamente cualitativo y se basa en suposiciones generales.

Muchos químicos orgánicos en los suelos se pueden degradar a través de una o más reacciones químicas. Esas reacciones no incluyen a) microorganismos activos metabólicamente hablando, b) enzimas extracelulares, o c) metabolismos intermedios tales como: hemoproteínas, clorofila, etc. Existen microorganismos del suelo y enzimas extracelulares que son capaces de degradar químicos orgánicos, esto lo han estudiado Calabrese & Kostecki (1991).

1.3 Alternativas para eliminar la contaminación del suelo

Los hidrocarburos se presentan típicamente en un sitio y lo contaminan en más de una forma: vapor y líquido (disuelto y adsorbido), ya sea en el suelo o en el agua. Las tecnologías de descontaminación que son efectivas para remover los hidrocarburos que existen para sólo una fase, no trabajan bien en otras fases porque no hay tecnología disponible para todos tipos de contaminación.

Las tecnologías disponibles para el tratamiento de la contaminación del suelo por petróleo han sido agrupadas de varias formas por diferentes investigadores. A continuación se presenta un cuadro sinóptico con los métodos alternativos de descontaminación existentes.



Las tecnologías y métodos para descontaminar el suelo, caen dentro de dos categorías generales: a) destruye o trata los contaminantes del petróleo en el suelo y b) remoción ó movimiento del suelo contaminado. Las opciones disponibles para el tratamiento de los contaminantes del suelo por petróleo pueden también ser divididas en dos categorías: tratamiento “in-situ” que no requiere remover el suelo de su lugar y tratamiento fuera del sitio (como ya se vieron) que requiere la excavación del suelo. (Transportation Research Board, 1996).

Se requiere un estudio de evaluación del sitio que considera los siguientes pasos:

- Caracterización del sitio
- Muestreo del suelo y agua
- Parámetros a analizar
- Evaluación del riesgo a la salud
- Determinación de niveles de limpieza
- Selección de la tecnología óptima

Referencias

- Calabrese y Kostecki, 1991, Hydrocarbon Contaminated Soil, Ed. Lewis Publisher, Vol. I, Capítulo 4.
- CENAPRED, 1996, Tecnologías de tratamiento para la descontaminación de suelos, editado por el CENAPRED.
- Transportation Research Board, “Remediation of petroleum-contaminated soils”, 1996, *National Research Council*, Capítulo II.

2. CONTAMINACIÓN EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO

2.1 Compresibilidad de suelos finos contaminados

Meegoda y Ratnameera (1994) realizaron estudios experimentales para conocer los parámetros de compresibilidad de un suelo contaminado y propusieron una correlación con los parámetros propuestos por Skempton (1944) y Arulanandan (1983). Los resultados indicaron que los cambios en dichos parámetros se debían a factores mecánicos y fisicoquímicos.

La compresibilidad en los suelos finos, se debe a cambios en los esfuerzos efectivos por arreglos internos entre partículas ocasionado por fuerzas físicas (factores mecánicos) y a cambios en las condiciones ambientales (factores fisicoquímicos). Por lo tanto, las propiedades mecánicas de las arcillas de alta plasticidad son gobernadas por interacciones fisicoquímicas presentes en los electrólitos de la estructura de éstas. Por ejemplo, cuando se tiene una reducción o compresión del espesor de la doble capa, el suelo produce una estructura floculenta y de lo contrario si aumenta el espesor de la doble capa la estructura se vuelve dispersa. Entonces este cambio da como resultado por un lado asentamientos y por el otro lado esfuerzos cortantes y mayor permeabilidad, confirmando las conclusiones de Gouy (1910) y Chapman, (1913) en sus teorías de la doble capa eléctrica.

Salas y Serratos (1953) encontraron que en una misma arcilla se pueden formar diferentes estructuras debido a diferentes interacciones fisicoquímicas, las cuales como consecuencia darán comportamientos distintos en las propiedades mecánicas de los suelos. Olson y Mesri (1970) concluyeron que el tipo de arcilla juega un papel importante en el control de los asentamientos, los cuales dependen de la estructura de éstas.

Bolt (1956) y Terzaghi (1957) comentaban que para el caso de limos y arcillas de baja plasticidad, su comportamiento estaba regido por factores mecánicos principalmente. Se propusieron muchos mecanismos para explicar los asentamientos; posteriormente Bolt (1956) predijo que las características de los asentamientos estaban basados en la teoría de la presión osmótica entre otras teorías para el caso de las arcillas; lo que significaba que había una contribución de factores fisicoquímicos y mecánicos.

Para el caso de suelos contaminados, Meegoda y Ratnaweera (1994) creen que hay una contribución por parte de la viscosidad del contaminante, el cual proporciona lubricación a las partículas, lo que puede provocar o aumentar los asentamientos diferenciales en forma considerable. Dicen que las propiedades geotécnicas dependen directamente del tipo de estructura de la arcilla, esto se observa en el límite líquido, límite plástico, índice de compresión y esfuerzo cortante.

Se han propuesto varias correlaciones para predecir el índice de compresión, basado principalmente en el contenido de agua, límites de consistencia y relación de vacíos (Skempton, 1944; Terzaghi y Peck, 1948; Nishida, 1956; Hough, 1957; Nacci et al. 1975 y Azzous et al. 1976). Skempton (1944), obtuvo una correlación aceptada que relaciona el límite líquido para encontrar el índice de compresión, C_c .

$$C_c = 0.007 \times (LL - 10\%)$$

La correlación se basó en resultados experimentales, los índices de compresión se calcularon a partir de los valores del límite líquido. La correlación llevó a la conclusión de que el índice de compresión se ve gobernado por el cambio de volumen en los suelos.

Los autores Meegoda y Ratnaweera (1944) encontraron que la correlación con el límite líquido y la correlación con las propiedades eléctricas del suelo, podían ser aplicables para estudiar la compresibilidad en suelos finos contaminados y entonces poder determinar a qué se debe que se generen asentamientos diferenciales con mayor facilidad.

Para determinar lo mencionado, los autores realizaron varias pruebas contaminando el suelo artificialmente; para dichas pruebas se preparó una pasta de agua, suelo y contaminante la cual se dejó así por 5 días con la finalidad de permitir un equilibrio iónico¹ entre los elementos.

Se usó un consolidómetro estándar, el cual fue adaptado con dos celdas para medir las propiedades eléctricas de los suelos; la muestra fue cargada con un esfuerzo vertical máximo de 1600 kPa (16.32 kg/cm²). Las propiedades eléctricas se midieron con las dos celdas colocadas en el consolidómetro, una se colocó para medir las propiedades en dirección vertical y la otra para medir las propiedades en dirección horizontal.

El segundo incremento de carga se dio a las 24 horas de haber empezado, suponiendo que ya había concluido por lo menos el 95% de la consolidación primaria, por lo que se dio un segundo incremento de carga para consolidar la muestra por completo. El esfuerzo máximo aplicado fue de 198 kPa (2.02 kg/cm²), al finalizar la prueba se obtuvo el contenido de agua.

En el estudio se observó que aumentó la magnitud de la dispersión dieléctrica con la presión de consolidación y ésta se mantuvo constante más allá del valor correspondiente al límite líquido de cada suelo.

¹ Equilibrio iónico.- Estabilidad iónica. Estabilidad de cargas negativas y positivas de una mezcla.

Para las pruebas de límites, en el remoldeo del suelo en vez de utilizar agua, se utilizó glicerina y las temperaturas del horno fueron mayores a los 105°C. Primero la temperatura se elevó a los 187°C para remover la glicerina de los poros, pero esto no cambió las propiedades geotécnicas del suelo aún llevando a la muestra hasta los 200°C y se observó que tampoco se había perdido la doble capa de agua que rodea las partículas de suelo.

Debido a la alta densidad del fluido, el valor del límite líquido fue mayor que con agua. Si se hubiera utilizado sólo la glicerina, entonces el valor de la porosidad, n , hubiera sido cero.

De los resultados obtenidos, los autores concluyeron que hubo un incremento en la compresibilidad del suelo al incrementar la concentración de contaminante. La curva de compresibilidad de esfuerzo-relación de vacíos (σ - e), también indica que el valor de la relación de vacíos corresponde a la presión vertical, y representa el estado inicial de la estructura del suelo y su interacción con el contaminante.

Observaron también que la estructura del suelo está directamente relacionada con la variación de la constante dieléctrica del mismo; cuando la constante dieléctrica tiene valores bajos, las arcillas se comportan como un material granular por los bajos índices de compresión, esto debido al incremento en la viscosidad, la cual impide un buen remoldeo comportándose como una masa rígida con un alto límite líquido.

Arulanandan (1983) debido a las correlaciones que realizó, observó que en un suelo contaminado el índice de compresión depende de factores mecánicos y fisicoquímicos, mientras que la magnitud de la dispersión dieléctrica depende únicamente de factores fisicoquímicos. Por lo tanto, el límite líquido y el índice de compresión del suelo, están influenciados por los diferentes grados de viscosidad en los fluidos.

2.2 Propiedades geotécnicas de arenas contaminadas

Al-Sanah, Eid e Ismael, (1995) realizaron una investigación, donde, debido a una masiva destrucción de tanques de aceite, se produjo una gran contaminación en el aire, suelo y agua; en las cercanías del Golfo de Kuwait, lagos y suelo aledaños.

En el sitio contaminado fue necesario apearse a las normas ambientales para el manejo de estos materiales. Aunque los costos fueron elevados, le dieron un tratamiento a la arena, aunque el aceite no pudo ser retirado por completo; esto se hizo con el propósito de evitar una contaminación aún mayor en el momento en que parte del aceite se evaporara con la temperatura.

También fue necesario determinar el efecto de las arenas contaminadas en estructuras existentes. Evgin y Das (1992) hicieron pruebas triaxiales en arenas cuarzosas limpias y contaminadas y ellos encontraron que en las arenas saturadas por el aceite se había causado una reducción significativa en el ángulo de fricción interna en arenas sueltas y densas, así como un drástico incremento en las deformaciones volumétricas.

Meegoda y Ratnaweera (1994) hicieron pruebas de consolidación y los resultados indicaron un incremento en la compresibilidad por factores fisicoquímicos, notaron también un cambio en el índice de compresión causado por la viscosidad del fluido que se encontraba en las oquedades del material. Carrigy (1967) y Ola (1991) encontraron que en los esfuerzos hubo una reducción comparable con arenas limpias debido a la falta de contacto entre partículas por la presencia del aceite.

Al-Sanah, Eid e Ismael (1995) investigaron también las propiedades de la arena de Jahra, la cual cubría el suelo vecino a la zona contaminada. Las pruebas realizadas dieron sólo resultados representativos, lo que indicó que había libre drenaje por esta arena.

Pruebas aplicadas a la arena contaminada

Al-Sanah, Eid e Ismael (1995) realizaron una prueba Proctor Modificada para la arena de Jahra con contenido de agua óptimo del 12%, el cual se redujo al 7.5% al agregar el 2% de aceite, debido al efecto de lubricación causado por éste.

Los resultados indicaron que hubo una disminución en la permeabilidad causada por la reducción en el volumen de poro, lo cual no permitió una buena conductividad hidráulica.

Las pruebas CBR² se realizaron con arena limpia y contaminada con aceite crudo en porcentajes del 2%, 4% y 6% por unidad de peso, para verificar si estas arenas contaminadas eran buenas para una superficie de rodamiento. Los resultados indicaron un incremento en los parámetros CBR con respecto a los estándares, esto se debió a la exceso de aceite y una baja compacidad en la mezcla.

Las pruebas triaxiales fueron del tipo Consolidada-no Drenada (CU), realizadas a diferentes compacidades relativas; los resultados indicaron una pequeña reducción en el ángulo de fricción interna. La presión de poro, u , para el caso de una arena limpia y una contaminada, tuvo una respuesta típica para un suelo de densidad media.

² CBR. California Bearing Ratio; Anillo Radial California.

En las pruebas de consolidación se prepararon especímenes con una densidad relativa al 60% y las saturaron con agua antes de las pruebas. La compresibilidad aumentó con la presencia del aceite. El índice de compresión, C_c , se incrementó de 0.03 en arenas limpias a 0.06 con aceite crudo ligero y a 0.07 con aceite crudo pesado y consecuentemente el módulo de variación volumétrica, m_v , disminuyó.

Meegoda y Ratnaweera (1994) encontraron que para suelos cohesivos los factores mecánicos tales como la viscosidad del contaminante, facilitan el deslizamiento entre partículas debido a la lubricación de éste, lo que causa el incremento del índice de compresión del suelo con el incremento de la viscosidad.

Al-Sanah, Eid e Ismael (1995) comentan que los resultados indicaron una reducción en la permeabilidad y la resistencia al esfuerzo cortante, así como un incremento en la compresibilidad por el contaminante. Eso implica una reducción del 25% en la capacidad de carga en suelos granulares, que controlan los valores de diseño para asentamientos. Además, debajo de la carga se puede dar un asentamiento adicional.

Los cambios en el comportamiento del suelo no son muy notorios cuando el porcentaje de contaminación es relativamente bajo, pero pasando el 4% de contaminación éste se da de forma drástica sobre todo para el grado de compactación y contenido de agua, el cual disminuye.

2.3 Tratamientos de suelos contaminados por aceite

Meegoda y Ratnaweera (1995) comentan que para este estudio contaminaron el suelo artificialmente con aceite 70% por unidad de peso, esto debe tomarse con especial cuidado debido a que no es lo mismo si el suelo ya tuviera años de estar contaminado.

Cuando los suelos son contaminados por químicos, sus características pueden ser diferentes a las de un suelo no contaminado. En el proceso de contaminación, los químicos son absorbidos, o atrapados en los poros del suelo; lo que puede ocasionar un comportamiento muy diferente del suelo. Por ejemplo, al contaminar el suelo con petróleo se puede formar el asfalto lo cual es de mucho uso para caminos, pero no se logra el mismo resultado cuando la contaminación es en arcillas porque no se produce buen asfalto. Si se trata de arcillas limosas, se lleva el suelo a la planta para ser mezclado con asfalto caliente. Por lo tanto, el método de tratamiento dependerá de una correcta identificación y clasificación del suelo.

Meegoda y Ratnaweera (1995) sugieren que para la selección del método de tratamiento, se requiere que los suelos contaminados tengan un tratamiento previo, antes de ser dispuestos y

removidos a otro lugar o área designada. Para decidir qué método es el más adecuado para aplicar, se deben tomarse en cuenta factores tales como: uso que se le va a dar al suelo, grado de saturación y relación de vacíos; por otro lado, en la geología del sitio, profundidad de contaminación, clima, condiciones superficiales (extensión de contaminación) y químicos contenidos.

Todos los métodos de tratamiento biológico llevan tiempo y no se pueden realizar en un laboratorio geotécnico o geoambiental. Ninguno de los siguientes métodos físicos de descontaminación son aplicables para suelos finos contaminados con productos pesados de petróleo: 1) Lavado de suelo, 2) Extracción con vacuna, 3) Tapado del suelo con otra capa y 4) Remoción con vapor. Los *métodos físicos* más convenientes para estos casos son: a) Tratamiento térmico con baja temperatura, b) Extracción con solventes y c) Extracción con surfactante.

a) Tratamiento térmico con baja temperatura. La desorción con baja temperatura, es uno de los métodos más conocido para descontaminar suelos con petróleo. Consisten en conservar las propiedades iniciales del suelo después de ser procesado en el laboratorio. Si a 200°C no hay cambio en las propiedades del suelo, entonces a esta temperatura se va a trabajar en el horno durante 24 horas hasta que el petróleo se evapore y es a lo que se llama desorción. La temperatura más alta es un campo representativo de la desorción con baja temperatura.

b) Extracción con solventes. En la industria, los solventes son usados para las tecnologías de extracción y remoción de contaminantes de suelos. Esto se lleva a cabo agregando una cantidad de solvente al suelo, el cual remueve el contaminante; posteriormente el suelo separa el solvente y el contaminante. Se ha encontrado que el Tri-cloroetano es el mejor para remover aceite de motor.

c) Extracción de aceite con surfactante. Un surfactante es una sustancia que trabaja como los detergentes de manera activa. Está compuesto de moléculas orgánicas con cargas positivas y negativas; esta polaridad en las moléculas ayuda a disolver la grasa y el aceite, de esta forma las hace solubles en el agua bajo ciertas condiciones químicas.

Meegoda y Ratnaweera (1995) opinan que para estudiar el comportamiento del suelo contaminado, la situación ideal sería obtener los suelos de lugares que realmente se encuentran contaminados desde hace ya algún tiempo y paralelamente conseguir una muestra de suelo no contaminado cercana a este lugar. Esto es con la finalidad de comparar en laboratorio las propiedades geotécnicas de ambos. Además, también se va contaminar el suelo artificialmente, porque se desea conocer si hay intercambio químico del aceite en contacto con el suelo. Se dice que aunque ambos tuvieran cambios químicos, no tendría gran impacto en términos de contaminación de suelo. Para este estudio se encontró que el suelo y el aceite se encontraban químicamente neutrales o inertes, aún años después de estar contaminado por petróleo.

Se hicieron pruebas en suelos que fueron contaminados artificialmente y que posteriormente fueron descontaminados por cualquiera de los métodos de limpieza. La distribución de los granos de suelo y otras propiedades geotécnicas, se conservaron como en un suelo no contaminado, pero se encontró que había una diferencia en las pruebas de Límites de Consistencia. Cuando las partículas finas se contaminan con aceite, la superficie del suelo se ve cubierta por éste, esto no le permite al suelo su interacción química o eléctrica de la doble capa; si se tratara de una arcilla, ésta no tendría plasticidad y se comportaría como un suelo granular. Además, la cubierta de aceite en el suelo agrega un efecto de presión de succión, causada por la tensión que se da en el agua y el aceite.

En el procedimiento experimental, Meegoda y Ratnaweera (1995) usaron dos suelos artificiales y dos suelos naturales, representados por una arcilla de alta plasticidad, una de baja, una arcilla limosa y una arena limosa. Para los artificiales se consiguió comercialmente Caolinita y Bentonita.

Suelo no.	Tipo de suelo	Límite Líquido, %	Límite plástico, %	% finos < 0.075 mm	% finos < 2 μ m
1	SM	-	-	48	0
2	CL	52.1	32.3	100	96
3	CL-ML	33.6	25.4	100	30
4	CH	75.6	32.9	100	93

Se hicieron Límites de Atterberg o de Consistencia para identificar y clasificar el suelo. Una vez realizado esto, los suelos de prueba fueron contaminados con un 3% de aceite de motor y se les dio un mezclado por un lapso de 4 horas con un mezclador mecánico; luego se les dejó reposar para que se diera un equilibrio iónico, los manuales dicen que de 24 a 48 horas. Hecho lo anterior para cada suelo, éstos fueron nuevamente identificados y clasificados. Después se procedió a descontaminarlos, utilizando cada uno de los métodos anteriores.

Nuevamente se les hizo una prueba de Límites de Consistencia a los cuatro tipos de suelo utilizados y se les aplicaron 7 modalidades diferentes y se determinó lo siguiente:

Meegoda y Ratnaweera (1995) observaron que los factores fisicoquímicos cambiaron debido a la disminución del valor de la constante dieléctrica, que provocó que el suelo se comportara como un material granular con un límite líquido bajo debido a la reducción de la tensión en la superficie y viscosidad del aceite, al incrementar la desorción por temperatura. Esto se probó por la falta de interacción entre partículas debido a la presencia del aceite.

Estas pruebas ayudaron seleccionar el método de descontaminación más adecuado y eficiente para el problema que se planteó. El método de surfactante fue el que mostró mejores resultados para los tipos de suelo que se contaminaron. Además, cabe mencionar que en la realización de

las pruebas se tuvieron muchas dificultades para el manejo del material, lo cual obligó a modificar la forma de realizarlas conforme lo indican las normas ASTM.

Por otra parte, los resultados y observaciones que se lograron fueron en suelos contaminados artificialmente, los cuales deberían ser validados con otros estudios de suelos que llevan muchos años contaminados. (Meegoda y Ratnaweera, 1995).

2.4 Análisis de daños por contaminación de hidrocarburos

Calabrese y Kostecki (1992) comentan que primero es necesario detectar el área contaminada y los niveles de contaminación. Las características del suelo son muy complejas de determinar más que las del agua y también es probable que los datos recabados del agua sean más precisos. Cabe mencionar que, el método de descontaminación aplicado a un área, es muy diferente al que se tiene que aplicar en otra área, debido a las diferentes propiedades del suelo.

Cuando se presente contaminación por hidrocarburos en un suelo, se evalúan los daños los cuales pueden deberse principalmente a los siguientes factores:

- a) Si el nivel freático es somero y el suelo es de permeabilidad media alta, la contaminación atraviesa la zona no saturada y puede llegar rápidamente al agua subterránea.
- b) Si el suelo es arcilloso o el nivel freático está a más de 20 m de profundidad, la zona no saturada es la que va a quedar contaminada y lentamente los hidrocarburos viajarán hacia la zona saturada.
- c) En la zona no saturada los poros del suelo se pueden llenar con el contaminante líquido o en fase de vapor. El contaminante sólido se adhiere a la partícula del suelo debido a adsorción.

2.4.1 Elección del método para descontaminar

En sitios contaminados con hidrocarburos se analizan los parámetros relacionados con el tipo de contaminante. Si el derrame o contaminación es por gasolina, se deben analizar las concentraciones de BTEX (benceno, tolueno, etilbenceno, xileno).

Cuando la contaminación es por un conjunto de hidrocarburos pesados como el petróleo crudo o combustóleo, el análisis que establece la normatividad es el de hidrocarburos totales del petróleo (HTP). Si la contaminación es por diesel se evalúan los HTP e hidrocarburos poliaromáticos (HAP).

Además, para considerar los cambios que se pueden presentar en el suelo es recomendable realizar los siguientes análisis:

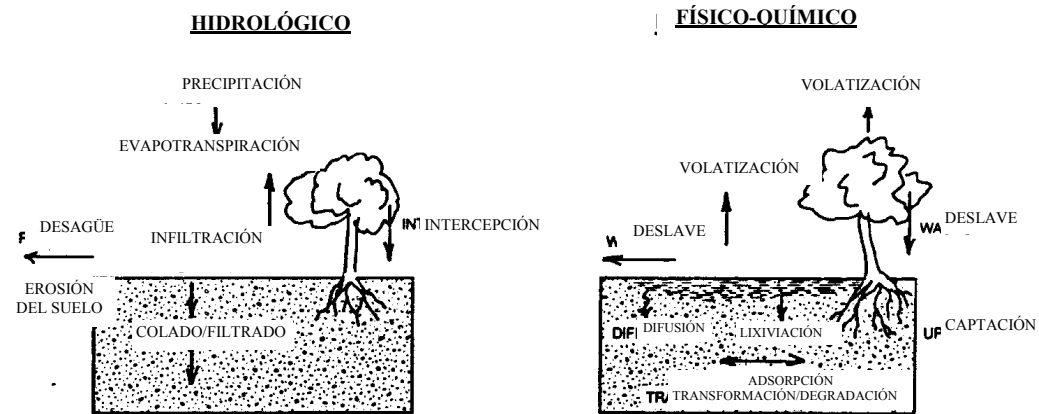
- Textura del suelo
- PH
- Potencial oxidación-reducción
- Metales: ramedio, plomo, cadmio, hierro
- Fracción de carbono orgánico
- Capacidad de intercambio catiónico

Asimismo, es necesario conocer el uso del suelo actual y futuro.

Modelo de POSSM

POSSM es un transporte químico que se da en una zona vadosa o no saturada. Esta versión muestra el carácter químico del suelo y las propiedades físicas, en las cuales se contempla la variabilidad de los parámetros de permeabilidad y distribución de los contaminantes en el suelo, como se ve en la Figura 2.4.1.

SUPERFICIE DEL SUELO



SUPERFICIE IMPERMEABLE

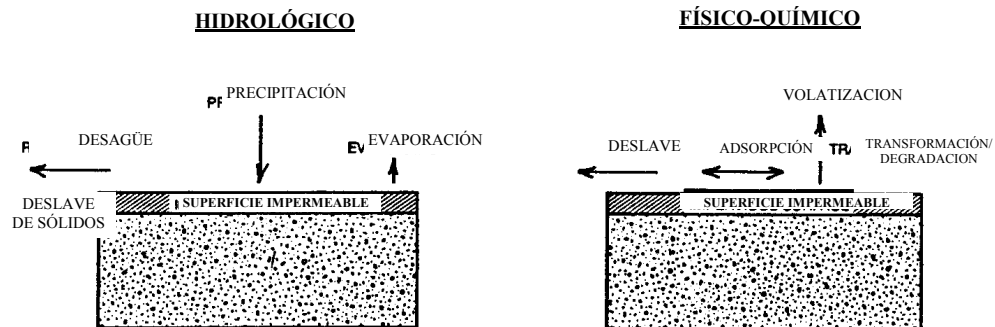


Figura 2.4.1. Mecanismo hidrológico y físico-químico considerado por POSSM (Shields y Brown, 1988)

El usuario del modelo, puede especificar múltiples actividades de limpieza (descontaminación) para el suelo, superficies impermeables, vegetación o cualquier combinación de las anteriores.

2.4.2 Evaluación de materiales orgánicos que interfieren con la estabilización

Con la finalidad de conocer la resistencia de la mezcla formada con la combinación del suelo contaminado y el cemento Pórtland, Cullinane y Bricka (1988) realizaron pruebas de resistencia en laboratorio aplicando diferentes proporciones de cemento en especímenes previamente preparados; se realizaron tres tipos de pruebas con diferentes contaminantes.

En las pruebas se hicieron diferentes incrementos de carga y se observaron los resultados de las diferentes resistencias en una gráfica, tomando cómo se fueron desarrollando dichas resistencias al paso de los 28 días que duraron estas pruebas. En la Figura 2.4.2.1, se tiene fenol con cemento Pórtland y cada curva tiene una concentración de contaminante; en la Figura 2.4.2.2 se tiene aceite con cemento Pórtland también en diferentes concentraciones; y finalmente en la Figura 2.4.2.3 se tiene grasa con cemento Pórtland en diferentes grados de concentración.

En las tres gráficas se observa un comportamiento muy similar del cemento Pórtland con los diferentes contaminantes; primeramente cuando la concentración es poca se logra más resistencia y a mayor concentración la resistencia decrece. Por otra parte, en la Gráfica 2.1.23, donde se tiene el cemento mezclado con grasa no se logran resistencias arriba de 150 PSI, las cuales están por debajo de las logradas en las otras dos mezclas.

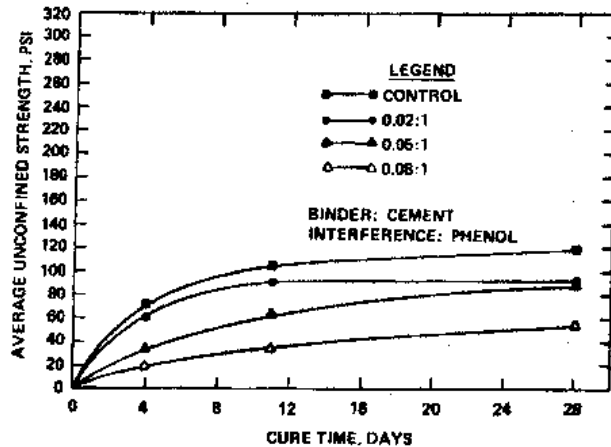


Figura 2.4.2.1. Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de fenol-cemento Pórtland (Cullinane y Bricka, 1988).

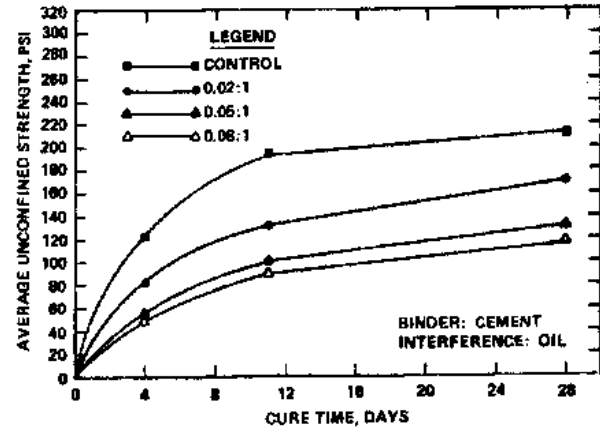


Figura 2.4.2.2. Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de aceite-cemento Pórtland (Cullinane y Bricka, 1988).

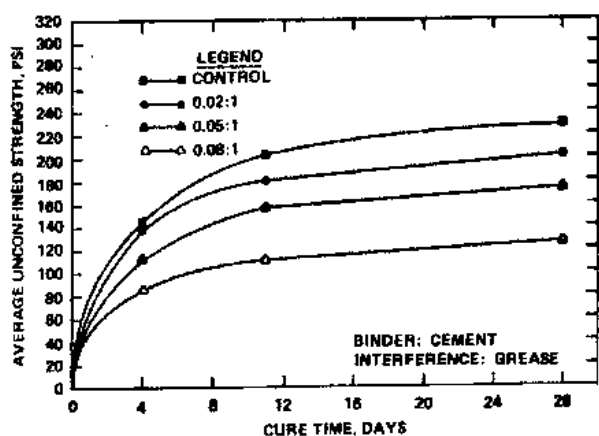


Figura 2.4.2.3.- Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de grasa-cemento Portland (Cullinane y Bricka, 1988).

Cullinane y Bricka (1988) tomando en cuenta los resultados, sugieren que la resistencia que alcance el cemento con el contaminante, depende directamente de las características químicas de éste. Aunque se logre detener el flujo de contaminación por el suelo con este método, la resistencia del producto final estará ligada por el grado de concentración y el tipo de contaminante que se tenga en el lugar.

Calabrese y Fleisher (1988) comentan que el suelo contaminado por hidrocarburos puede tener otro uso en pavimentos, el cual incluye la incorporación del suelo en asfalto caliente como concreto asfáltico pero sustituyendo los agregados. El primer paso en el mecanismo es la evaporación de los gases por medio de un tratamiento en un horno a altas temperaturas.

En el diseño, se considera que las altas temperaturas aplicadas a la mezcla asfáltica, pueden terminar con la presencia del petróleo e hidrocarburos que se encuentra en el suelo-agregado. Como siempre esto sólo es una teoría que no se ha comprobado todavía. La industria del asfalto y los ingenieros geotécnicos opinan que no es posible que se dé una completa destrucción de los hidrocarburos, como una característica propia del suelo esto puede alterar el comportamiento del suelo y tener serias consecuencias en el producto final de asfalto, lo que se debe de considerar en el diseño y buen funcionamiento de la carpeta como sistema.

2.4.3 Hidrocarburos en el suelo y su relación con el agua

Dragun (1988) observó que como el petróleo tiene una densidad < 1 (menor que el agua), el suelo se comportará de diferente manera con los hidrocarburos. El desplazamiento del petróleo eventualmente se detendrá en los siguientes casos: a) cuando el petróleo móvil se transforma en una saturación residual; b) se encontrará en una cama impermeable (en un estrato arcilloso); o c) se encontrará en las cercanías, pero no podrá penetrar en el suelo completamente por la presencia de agua.

El petróleo se desplazará por el suelo como una mancha y en su paso las partículas sólidas de éste ocuparán parte de las oquedades o quedarán pegadas a las partículas de suelo. Esta mezcla de suelo-petróleo quedará inmóvil y esto se conoce como *petróleo residual* o *saturación residual*. La máxima cantidad de petróleo que el suelo puede retener se conoce como *capacidad de saturación residual*. Aunque el desplazamiento de la mancha de petróleo sea mínimo, será un suelo con saturación residual.

El petróleo y sus derivados son productos que contienen numerosas sustancias químicas que son parcialmente solubles en el agua. Cuando el agua pasa a través de los poros del suelo, o el agua se pone en contacto con una saturación residual, se forma una capa semi-sólida flotando en el agua conocida como *panqué*, entonces algunos de los químicos se disuelven en petróleo y a este proceso se le conoce como *disolución del petróleo*.

La disolución de las sustancias químicas llega en ocasiones a producir presiones de vapor relativamente altas, estos vapores se quedan atrapados en forma de gases que no llegan a convertirse en estado líquido. Entonces, se puede decir que no todos los poros del suelo se encuentran saturados de petróleo, sino también de vapores producto de reacciones químicas entre el petróleo y el agua.

Dragun (1988) sugiere que cuando se realice una visita a un sitio contaminado los datos se deben recopilar de manera clara y con una secuencia entendible, donde de manera general se generen los siguientes puntos:

- a) Localización exacta de todos los sondeos de exploración y nivelación superficial.
- b) Descripción clara del material encontrado. Se debe tomar nota de las características físicas del material (apariencia, color, textura y olor); distribución lateral y vertical. Es muy importante la apariencia porque sin llegar al laboratorio se puede determinar un posible cambio de contenido de agua en el suelo.
- c) Toma de muestras de agua. Se debe anotar la profundidad a la que se encuentra el nivel de aguas freáticas, características físicas y descripción del tipo de flujo si lo hay.
- d) Descripción de las muestras tomadas para prueba. Se deberán numerar según la perforación realizada en el lugar, anotar sus características físicas, tamaño de la muestra, profundidad de extracción (por los cambios de estrato) y anotar si había presencia de agua en el lugar.
- e) Instalación de instrumentación. Se debe tomar nota de todas las características del lugar donde se instrumenta, además de describir con precisión todas las referencias que nos den la localización precisa de los dispositivos dentro de la excavación.

Cairney (1993) resalta que ya que se extraigan las muestras, se tenga un especial cuidado en su transportación o traslado al laboratorio donde van a ser analizadas, porque de esto dependerá la precisión de los datos y que sean lo más apegados posible a la realidad del lugar. Deberán usarse contenedores especiales para el transporte de las muestras, que deberán estar previamente limpios; deberán ser de plástico o polietileno para 1 litro de capacidad.

En caso de que el suelo contaminado en el lugar se encuentre en estado inestable, primeramente necesitará un método de estabilización; esto principalmente se da cuando hay componentes volátiles en los contaminantes. Se deben tomar todas las precauciones posibles, de tal modo que este procedimiento no afecte otras muestras que se vayan a extraer.

Referencias.

- Al-Sanad, Hasan A., Eid, Walid K., Ismael, Nabil F.; ASCE 1995, "Geotechnical Properties of Oil-Contaminated Kuwaiti Sand", *Geotechnical Testing Journal*, pp. 407-412.
- Cairney, Tom, 1993, Contaminated Land, Problems and Solutions, Ed. Blackie Academic & Professional, Capítulo 5 y 6.
- Calabrese y Kostecki, 1988, Petroleum Contaminated Soil, Ed. Lewis Publisher, Vol. I, Capítulo 2, 8, 11, 15, 18.
- Calabrese y Kostecki, 1992, Contaminated Soil – Diesel Fuel, Ed. Lewis Publisher, Vol. I, Capítulo 5.
- Dragun, 1988. Petroleum Contaminated Soil, Ed. Lewis Publisher, Vol. I, Capítulo 2, 8, 11, 15, 18 (Calabrese y Kostecki, 1988).
- Meegoda, Namunu J., Ratnamera, Prasanna; 1994, "Compressibility of Contaminated Fine-Grained Soil", *Geotechnical Testing Journal*, pp. 101-112.
- Meegoda, Namunu J., Ratnamera, Prasanna; ASCE 1995, "Treatment of Oil-Contaminated Soils for Identification and Classification", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18, No. 1, pp. 41-49.
- Terzaghi, K., 1957, "Discussion on 'Physico-Chemical Analysis on Compressibility of Pure Clays', by G. H. Bolt", *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 191-192.

3. PARÁMETROS EN SUELOS CONTAMINADOS

En el Valle de México se han ubicado lugares donde se almacenaban productos derivados del petróleo y que ahora ya se encuentran en desuso, al analizar las condiciones del terreno se ha encontrado que existen altos niveles de contaminación en el suelo y estratos subyacentes, el problema se debe a las fugas que hubo en los tanques de almacenamiento y tuberías. Con el paso de los años la contaminación se sigue extendiendo hacia estratos más profundos, detectándose en muchos casos en los mantos acuíferos.

Algunos de estos sitios, se están proponiendo como terrenos para construir viviendas de interés social. Por tal razón, se eligió uno de éstos como caso de estudio para analizar y valorar las condiciones del suelo desde el punto de vista geotécnico; es importante revisar los parámetros de compresibilidad y resistencia, para saber si el suelo cuenta con la capacidad necesaria para sustentar cualquier estructura y que los asentamientos que se vayan a generar estén dentro de los permisibles. El análisis ambiental, también es importante porque la contaminación daña tanto a las personas, como a la flora y a la fauna que se encuentran cerca del lugar.

3.1 Visita al sitio de estudio

El sitio que se visitó para obtener las muestras de suelo contaminado, contaba con varios dispositivos de almacenamiento, los cuales ya se encontraban vacíos. Para conocer de manera general las condiciones del lugar y los niveles de contaminación, se realizaron sondeos en puntos estratégicos.

Los sondeos que se realizaron fueron entre los 3 y 5 metros de profundidad, con la finalidad de determinar la extensión de la mancha, su dirección y ver si ésta había llegado al nivel de aguas freáticas. Se encontró que el suelo variaba de apariencia dependiendo del lugar, de la profundidad y del grado de contaminación. Hubo sitios que al hacer la perforación, el hidrocarburo brotó del subsuelo, observándose que éste se encontraba en grandes cantidades, en algunos puntos éste ya había llegado al nivel de aguas freáticas y las muestras tomadas para análisis contenían altas cantidades (la visita y extracción de muestras se realizaron en el mes de octubre del 2003).

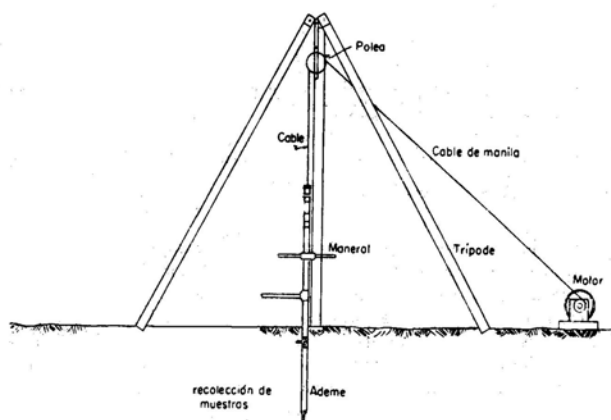
3.2 Extracción de las muestras

Para la realización de este trabajo fue necesario tomar dos muestras inalteradas, una se extrajo de una zona contaminada y la otra de una externa no contaminada, con el propósito de comparar ambos suelos, e interpretar la variación en sus propiedades índice y de compresibilidad por medio de la obtención de parámetros.

Se tuvo especial cuidado para que las muestras fueran lo más representativo posible. Por lo que la extracción se realizó con tubo Shelby, debido a que es uno de los métodos exploratorios que permite tener muestras en las mejores condiciones.

Para realizar los sondeos se usaron dos equipos diferentes debido a las condiciones del terreno, los cuales se aprecian en la Figura 3.2.1. Para el caso donde el terreno era de configuración irregular y con espacios de trabajo estrechos, se utilizó un *trípode* con polea y martinete suspendido, cuya función fue extraer la muestra por hincado hasta llegar a la profundidad deseada.

En terreno plano se realizó una perforación conocida como de “penetración estándar”, se utilizó un camión instrumentado con un equipo mecánico, primero se hacía una perforación con un barreno que servía de guía, posteriormente se instalaba el tubo Shelby para continuar la perforación hasta llegar a la profundidad necesaria y sacar la muestra del tramo programado.



(a)



(b)

Figura 3.2.1 . Equipo para la extracción de las muestras
a) Trípode, hincado de tubo de muestreo a impacto
b) Perforadora, trabaja con motor y broca de perforación.

Ambas muestras se extrajeron con tubo Shelby de un metro de longitud. En el lugar *contaminado* se hizo la exploración a una profundidad de 3.10 m a 4.10 m, perdiendo 35 cm de material en el extremo superior debido al azolve. En el lugar *no contaminado* se tomó la muestra a una profundidad de 1.10 a 2.10 m de profundidad, también con un azolve de 20 cm en la parte superior con la particularidad de que el suelo se extrajo de un área externa al predio ubicado sobre la vía pública.

Los tubos se cubrieron en sus extremos provisionalmente con papel aluminio y plástico sujetos con ligas (para evitar la aereación de las muestras); luego se transportaron al laboratorio en un vehículo común. En el cuarto húmedo a los tubos se les dio el tratamiento adecuado cubriendo nuevamente los extremos pero ahora con brea caliente y manta de cielo para darle un mejor sellado, lo cual permite guardar las muestras en buenas condiciones por algunas semanas aún dentro del tubo.

3.2.1 Suelo no contaminado

Para el proceso de sustracción del suelo de los tubos, se consideró la longitud útil del tubo restando el azolve y haciendo que cada tramo tuviera una dimensión manejable para la misma sustracción y el labrado de especímenes, por lo que el tubo se cortó en segmentos de 20 cm.

En la Figura 3.2.2, se muestra esquemáticamente la forma en que se cortó y numeró el tubo para ser identificadas cada una de las partes para la realización de las pruebas índice y de consolidación correspondientes.

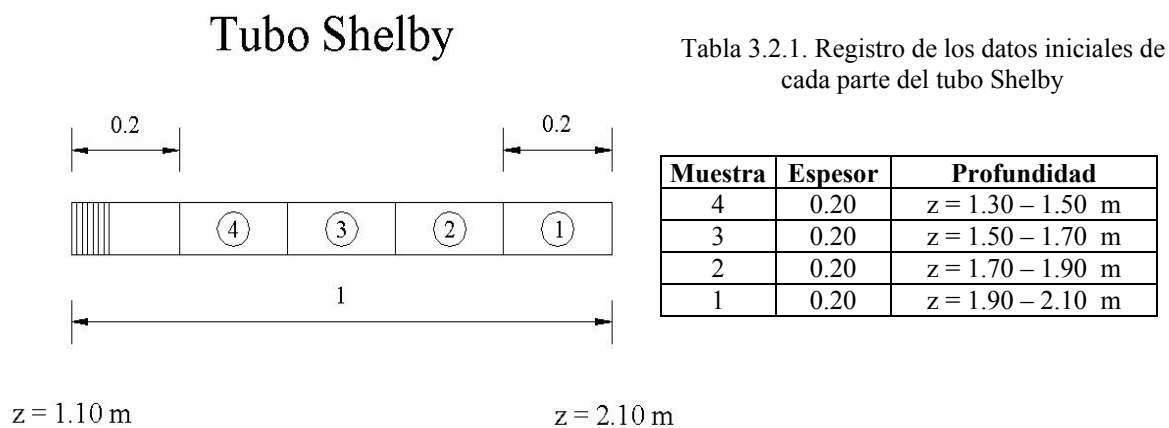


Figura 3.2.2. Tubo Shelby con suelo no contaminado

Se obtuvieron los contenidos de agua, se realizaron pruebas manuales de resistencia con torcómetro para obtener la resistencia al esfuerzo cortante y con penetrómetro para obtener la resistencia al esfuerzo de compresión, de cada muestra en los extremos.

Posteriormente se volvieron a cubrir los extremos de cada muestra con brea y manta de cielo para guardarlos en el cuarto húmedo, mientras se repetía todo procedimiento ahora para el tubo que contenía el suelo contaminado.

Este tratamiento que se le dio a los tubos, fue con la finalidad de tener datos del suelo de manera casi inmediata a su extracción y tomarlos como referencia para compararlos con los siguientes ensayos, donde pudiera haber cambios por almacenamiento de las muestras en el cuarto húmedo.

Características del suelo en el labrado de las muestras

Para la extracción de las muestras de los tubos, se analizaron en el laboratorio las diferentes formas posibles de realizarlo, ya sea por: 1) separación con taladro manual y empujando la muestra hacia fuera con el tronco, 2) corte del tubo longitudinalmente con una sierra eléctrica en dos partes y finalmente 3) labrado del suelo para desprender el suelo del tubo, esto es, despegar el suelo del tubo raspando las orillas con una varilla lisa (parecido a un clavo largo) de aproximadamente 1/5 de pulgada de diámetro y 20 centímetros de largo, con la cual se fue profundizando poco a poco, empezando por un extremo hasta la mitad y luego de igual manera por el otro lado hasta poder sacar toda la muestra.



Figura 3.2.3. Procedimiento de labrado de las muestras para sacarlas del tubo

En cada tramo se observaron diferentes características del material, en algunos hubo rupturas de la muestra en los contactos donde el suelo cambiaba de estratigrafía y en otros casos en el momento de pasar el clavo entre el suelo y la pared del tubo, éste se fisuró debido principalmente a que el suelo tenía bajo porcentaje en el contenido de agua.

En la Tabla 3.2.2 se muestra de manera resumida las características del suelo observadas durante el proceso de labrado. Estas contribuyen como descripción manual y visual del suelo en cada sección de tubo.

Tabla 3.2.2. Resumen de características del suelo en las secciones del tubo Shelby
(Referencia de colores Munsell, 1994)

Muestra	Color	Observaciones
4 1.30-1.50 m	3/2 Carta 10 YR Very dark grayish brown (Café oscuro)	El tubo se encontraba en una transición de arcilla y arena con producto asfáltico, la cual se desmoronó en varias ocasiones, al parecer y por la profundidad se trataba de relleno hecho por la construcción del pavimento de la vía pública. La arcilla era café claro y la arena café oscuro.
3 1.50-1.70 m	3/3 Carta 10 YR Dark brown (Café)	Sin olor, consistencia suave y jabonosa similar al tramo 2; debido a su plasticidad no es frágil. Parte inferior del tubo con presencia de arena – rompimiento en el contacto. Presencia de basura como madera y tela.
2 1.70-1.90 m	3/3 Carta 10YR Dark brown y 4/2 Carta 10YR Dark grayish brown (Café y gris)	La parte café tiene una textura suave, jabonosa y pegajosa; con materia orgánica. La parte gris tiene características similares al tramo 1. Había contacto entre los dos tipos de suelo por cambio de estratigrafía.
1 1.90-2.10 m	5/1 Carta 10YR Gray (Gris cemento)	Sin olor ni manchas; presencia de raíces y microfósiles; consistencia dura pero frágil – inconsistente. Se extrajo del tubo en tres partes



Fotografía 3.2.1. Muestra 1, se aprecian las condiciones del tubo y la forma en se realizó el labrado de la muestra



Fotografía 3.2.2. Muestra 1, se observa la ruptura del segmento en el momento de la extracción, además su tendencia a desmoronarse



Fotografía 3.2.3. Muestra 2, se aprecia el contacto entre los dos tipos de suelo donde hay cambio de estratigrafía



Fotografía 3.2.4. Muestra 3, se observa que en la parte superior central se encontró un trozo de madera atrapado en el suelo, y además se extrajo la muestra incompleta



Fotografía 3.2.5.
Muestra 4 no se pudo extraer un segmento grande inalterado, todo salió en trozos pequeños como éste



Fotografía 3.2.6.
Se trata también de la muestra 4, como se observa el contacto entre dos tipos de material el oscuro que es arenoso (con asfalto-debido a lo superficial de la extracción) y el otro arcilloso

3.2.2 Suelo contaminado

El tubo Shelby con el suelo contaminado se manejó de manera similar al no contaminado, sólo que se decidió hacer los cortes en segmentos más pequeños quedando cada uno de 15 cm., la principal razón fue porque con los segmentos de 20 cm. la extracción de las muestras fue difícil y tardada (por la falta de homogeneidad y contenidos de agua); y la otra porque el azolve fue de 35 cm. y el segmento de 65 cm. era divisible en cuatro partes de 15 cm.

Las cuatro partes obtenidas de éste, fueron señaladas como lo muestra la Figura 3.2.4 y cada segmento quedó con las profundidades que se muestran en la Tabla 3.2.3.

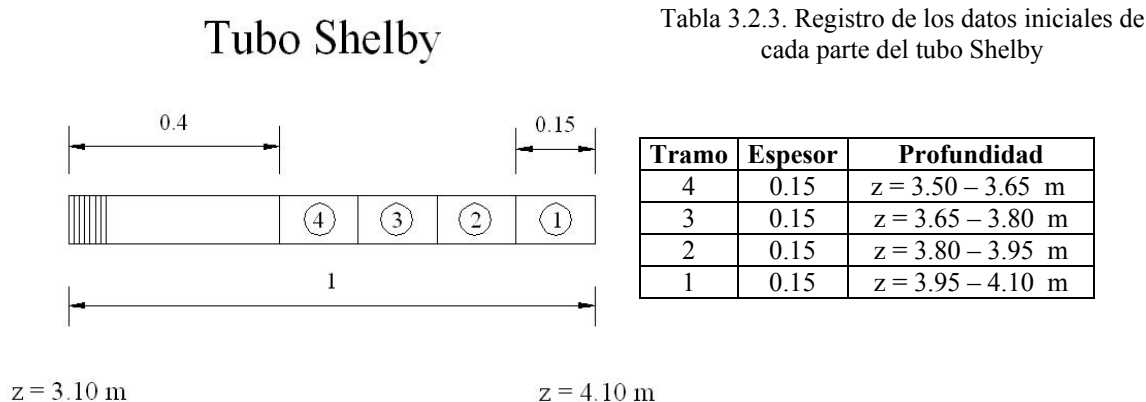


Figura 3.2.4. Tubo Shelby con suelo contaminado

Las pruebas realizadas a las muestras fueran las mismas que las hechas al suelo no contaminado, donde se obtuvieron los correspondientes contenidos de agua, $w\%$, en ambos extremos de cada sección donde también se realizaron las pruebas manuales de resistencia con el torcómetro y penetrómetro.

Después de las pruebas y registrar los resultados en cada segmento, éstos se fueron cubriendo igualmente en sus extremos con brea y manta de cielo al ir terminando de trabajar con cada uno. La forma de proceder así con ambos tubos ayudó a reducir el tiempo de exposición del suelo con el medio ambiente, y poder conocer las características de éste lo más cercano a las condiciones en que se encontraba en su lugar de extracción.

Características del suelo en el labrado de las muestras

El procedimiento de la extracción de las muestras de los tubos, se hizo de igual manera que con las muestras no contaminadas, pero se tuvo más cuidado porque el suelo tenía diferente textura y apariencia debido a la presencia del contaminante (en olor y apariencia).



Fotografía 3.2.7. Tubos con el suelo contaminado al momento de ser cortado en secciones

El material se pudo sacar de forma completa debido a que no se encontraron contactos y los segmentos eran más pequeños, aunque surgieron algunas fisuras y rupturas en el labrado provocados por la presión inducida al suelo en el momento del labrado.

En la Tabla 3.2.4, se tienen de manera resumida las características encontradas en el suelo, las cuales fueron muy interesantes porque hubo notables diferencias en el suelo debido a la contaminación.



Fotografía 3.2.8.

Muestra 2 se extrajo completa, y sin ejercer presión para sacarla del tubo ; inmediatamente después fue cubierta con manta de cielo y brea

Tabla 3.2.4. Resumen de características del suelo en las secciones del tubo Shelby

Tramo	Color	Observaciones
4 3.50-3.65 m	4/2 Carta 2.5Y Dark grayish brown Café	En la parte superior (3.50 m) hay arcilla con arena fina. Consistencia húmeda aceitosa. En la parte inferior se tienen características como tramo 1 - pastosa harinosa.
3 3.65-3.80 m	4/2 Carta 2.5Y Dark grayish brown y 6/5GY Carta 1 Greenish gray Café grisáceo, y gris claro verdoso	En la parte superior (3.65 m) abundante cantidad de manchas de grasa, suelo susceptible a agrietamientos. Consistencia harinosa. En la parte inferior manchas negras de arena con aceite, y otras manchas de color gris azulado. Se rompió en el contacto con la arena.
2 3.80-3.95 m	6/5GY Carta 1 Greenish gray y 3/N Carta 1 Very dark gray Gris claro verdoso	Con olor a contaminante, consistencia frágil – seca y dura. Hay manchas color gris claro y otras verdosas. Con algunos microfósiles.
1 3.95-4.10 m	4/2 Carta 2.5Y Dark grayish brown (Café grisáceo)	Tiene olor a contaminante (parecido al diesel). Consistencia pastosa harinosa, con un poco de arena en orillas. Presencia de algunos microfósiles. Se extrajo del tubo completa.



Fotografía 3.2.9. Se observan algunas concentraciones de aceite desprendidos de la muestra 3



Fotografía 3.2.10. Muestra 3 se localizan las manchas, y cambios en la coloración del suelo por el contaminante

Conclusiones

Para la obtención de muestras, fue necesario proceder con cautela y así poder obtenerlas completas para el labrado de especímenes de consolidación, por lo cual el procedimiento fue tardado y laborioso. Cabe mencionar, que es de vital importancia no esforzar al suelo al momento de extraerlo del tubo para no alterar la estructura que tenía originalmente en su lugar de origen.

3.3 Proceso de consolidación

La compresión o deformación es el proceso que sufre una masa de suelo que cambia de volumen manteniendo su forma como si estuviera cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

A ese proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un determinado tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*. La consolidación es, entonces, un proceso de reducción de volumen debido a la expulsión de agua de los poros del suelo, causada por la disipación de la presión de poro, acompañada de incrementos concurrentes en los esfuerzos efectivos.

En suelos permeables la disipación de la presión de poro puede ser inmediata, en cambio, en suelos poco permeables la disipación puede tomar un tiempo considerable. Independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo, la disipación de la presión de poro, se puede originar un cambio de volumen, y un asentamiento correspondiente.

Los estudios que realizó *Terzaghi (1944)*, se referían a la magnitud y velocidad del asentamiento originado en un manto de arcilla al que se le impedía moverse lateralmente y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tendían a juntarse. Estas condiciones aparecen en la práctica.

Las relaciones entre la presión vertical, la deformación y el tiempo se investigan en el laboratorio por medio de una prueba de *compresión confinada o consolidación*. Durante la prueba, la muestra está completamente confinada por un anillo metálico como se ve en la Figura 3.3.1, la cual se desarrolla según lo descrito en las Normas ASTM D 2435-90.

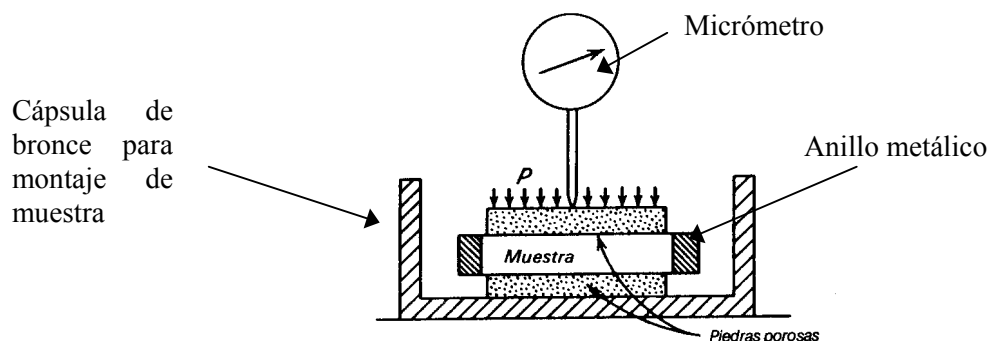


Figura 3.3.1. Montaje de la muestra en el anillo para la prueba de consolidación

Los resultados se presentan gráficamente con una curva que relaciona la oquedad o relación de vacíos final correspondiente a cada incremento de presión con el valor de dicha presión. Es conveniente dibujar la presión a una escala logarítmica. El diagrama se conoce entonces como *Curva de Compresibilidad* (Figura 3.3.2), en donde las abscisas corresponden a la presión a la que se sometió la prueba en escala logarítmica, y en las ordenadas los valores corresponden a la relación de vacíos e en escala natural.

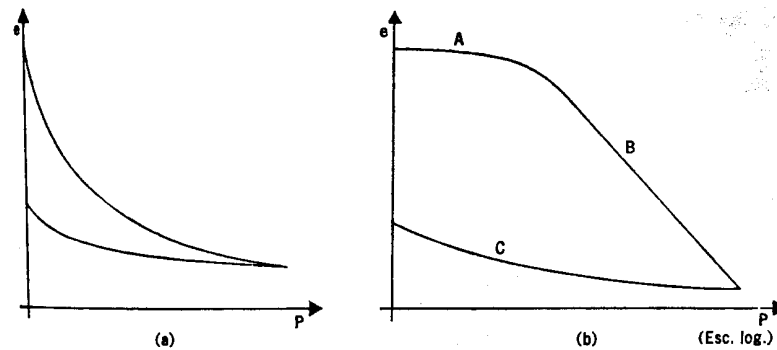


Figura 3.3.2. Curvas de compresibilidad. a) Aritmética, b) Semilogarítmica

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse “tramo de recompresión” o “rama estructurada”, el tramo B, “tramo normalmente consolidado” o “rama desestructurada”, el tramo C, “tramo de descarga”; los nombres de estos tramos corresponden a un proceso de prueba en el que se observa que el tramo A, ya había estado sujeto a esos esfuerzos por tal razón es de recompresión o estructurada, en el momento en que es sujeto a esfuerzos mayores el suelo se encuentra a presiones nunca antes soportadas y toma una nueva estructura debido al reacomodo de partículas.

3.3.1 Parámetros de compresibilidad

La teoría de la consolidación y el estudio de las presiones en el suelo, han sido de gran utilidad para interpretar física y matemáticamente el proceso de consolidación. Por medio de las ecuaciones que se conocen hasta el momento se puede obtener, la relación de vacíos, e , el coeficiente de consolidación, c_v , el coeficiente de compresibilidad, a_v , el coeficiente de variación volumétrica, m_v , el coeficiente de permeabilidad, k , y el índice de compresión, C_c .

Relación de vacíos, e

Cuando se tiene un cambio de volumen en el proceso de consolidación, se nota el cambio en la relación de vacíos, Δe , debido a que se da un cambio en la altura, ΔH , con respecto a la altura inicial, H_o , Figura 3.3.3. El cambio en la altura del espécimen es la medida del asentamiento menos la corrección por deformación generada por las piedras porosas y el papel impermeable. Por lo que se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e}$$

$$\Delta e = \frac{1 + e}{H_o} \Delta H \quad (3.3.1.1)$$

Si se conoce la relación de vacíos inicial, e_o , se puede calcular la relación de vacíos, e , para cualquier tiempo de la prueba calculando el cambio de altura del espécimen, por lo tanto la ecuación queda:

$$e = e_o - \Delta e \quad (3.3.1.2)$$

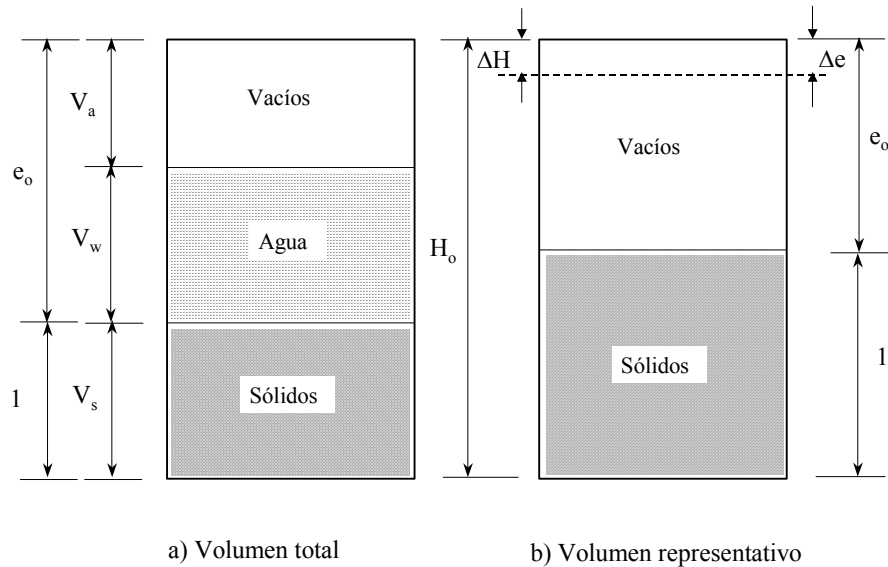


Figura 3.3.3. Esquema de un elemento de suelo; a) muestra las 3 fases que componen el suelo y sus volúmenes, b) suelo sujeto a consolidación que representa el cambio en el volumen y la relación de vacíos

La gráfica que se genera de los resultados obtenidos de la relación de vacíos, e , en el eje de las ordenadas, y los incrementos de presión, σ , aplicados se conoce como curva de compresibilidad (mencionado en la Figura 3.3.2).

Coeficiente de consolidación, c_v

Es un parámetro que indica cómo es la compresibilidad del suelo con respecto al tiempo. Para determinar el coeficiente de consolidación, es necesario conocer el tiempo, t , correspondiente a un porcentaje de la consolidación primaria para un incremento de carga en particular.

$$c_v = \frac{T_v}{t} h^2 \quad (3.3.1.3)$$

Si t_{50} corresponde al 50% de consolidación primaria ($U=50\%$), teóricamente el factor para ese tiempo es $T_{50} = 0.197$ (Tabla 3.3.1), por lo tanto la ecuación queda:

$$c_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} h^2 = 0.197 \times \frac{h^2}{t_{50}} \quad \text{cm}^2/\text{seg} \quad (3.3.1.4)$$

donde:

h = es el máximo espesor del estrato que tiene drenaje.

Tabla 3.3.1. Factores de tiempo para consolidación unidimensional (Leonards, 1962)

Grado de consolidación $U \%$	Factor Tiempo	
	T_v	$\sqrt{T_v}$
0	0	0
10	0.0077	0.0877
20	0.031	0.176
30	0.071	0.266
40	0.126	0.355
50	0.196	0.443
60	0.286	0.535
70	0.403	0.635
80	0.567	0.753
90	0.848	0.921
95	1.129	1.063
100	∞	∞

Si no se cuenta con el t_{50} , se puede obtener el tiempo, t_{90} , de la gráfica de la raíz del tiempo, $\sqrt{t}$, entonces la ecuación queda de la siguiente manera:

$$c_v = 0.848 \times \frac{h^2}{t_{90}} \quad \text{cm}^2/\text{seg} \quad (3.3.1.5)$$

Este último procedimiento lo propuso Taylor (1942), y se conoce como el “Método de Taylor”, el cual es un método gráfico al igual que el convencional (gráfica semilogarítmica de la curva de consolidación para la obtención de t_{50} propuesto por Casagrande), pero con la modalidad de que se grafica en escala aritmética y los valores en el eje de las abscisas son de la raíz del tiempo, $\sqrt{t}$, y en el de las ordenadas las deformaciones generadas para esos tiempos.

Estas gráficas, al igual que las convencionales, se generan para cada incremento de carga, y de cada una de ellas se obtiene el valor correspondiente al t_{90} , para así obtener los coeficientes de consolidación, c_v . Se usan para los casos en los que las gráficas convencionales no se encuentran bien definidas para poder obtener el t_{50} .

Coefficiente de compresibilidad, a_v

Para un incremento de carga en particular hay un correspondiente cambio en la relación de vacíos, δe . La relación entre estos dos valores indica el cambio inmediato de las condiciones de compresibilidad de un suelo; el cambio se mide haciendo una diferencia de relaciones de vacíos iniciales y finales para cada incremento de presión, δp , por lo que se tiene:

$$a_v = \frac{e_2 - e_1}{\delta p} = \frac{\delta e}{\delta p} \quad \text{cm}^2/\text{kg} \quad (3.3.1.6)$$

Partiendo de la curva de compresibilidad, el coeficiente de compresibilidad representa la pendiente de la curva, en escala natural. El valor de a_v depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Un valor a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen al aumentar la presión.

Coefficiente de variación volumétrica, m_v

Es un parámetro muy útil que indica la compresibilidad por unidad de espesor o volumen del suelo. Se conoce como coeficiente de variación volumétrica o módulo de cambio volumétrico, y se define por la siguiente ecuación:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad \text{cm}^2/\text{kg} \quad (3.3.1.7)$$

donde:

$1 + e$ = Volumen total de la muestra (valor adimensional), ver definición en la Figura 3.3.3.

Los valores de m_v son calculados para cada incremento de carga en la prueba de consolidación. Algunos valores típicos del coeficiente de variación volumétrica, han servido para identificar el tipo de arcilla que se tiene, tal como se ve en la Tabla 3.3.2.

Tabla 3.3.2. Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica
(Head, K. H., 1988, “Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test”)

<i>Descripción de compresibilidad</i>	<i>Coef. de Variación Volumétrica, m_v, cm^2/kg</i>	<i>Tipo de arcilla</i>
Muy alta	Arriba de 0.15	Arcilla aluvial muy orgánica y turbas
Alta	0.03 - 0.15	Arcillas aluviales normalmente consolidadas
Media	0.01 - 0.03	Arcillas Glacio-pluviales Arcillas de lago (arriba ‘azul’ y abajo ‘café’)
Baja	0.005 – 0.01	Arcillas en grumo ~ boleó Consistencia muy rígida o dura
Muy baja	Debajo de 0.005	Arcillas altamente preconsolidadas Arcilla en grumo ~ boleó Rocas intemperizadas rígidas

Tabla 3.3.3. Rango de valores típicos de coeficientes de consolidación e índice de compresión para suelos inorgánicos
(Head, K. H., 1988, "Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test")

<i>Tipo de suelo</i>	<i>índice de plasticidad</i>	<i>Coficiente de consolidación</i> <i>C_v (cm²/seg)</i>		<i>índice de compresión</i> <i>C_c</i>
		<i>Inalterado</i>	<i>Remoldeado</i>	
Arcillas montmorilonitas				Arriba de 2.6
Alta plasticidad	Mayor de 25	$3.17 \times 10^{-5} - 3.17 \times 10^{-4}$	*Entre el 25% – 50% de los valores inalterados	0.8 – 0.2
Plasticidad media	25 – 15	$3.17 \times 10^{-4} - 3.17 \times 10^{-3}$		
Baja plasticidad	15 o menor	$3.17 \times 10^{-3} - 3.17 \times 10^{-2}$		
Limos		Arriba de 3.17×10^{-2}		

Coficiente de permeabilidad, k

Por medio del coeficiente de permeabilidad, se puede conocer cómo es el flujo de agua durante el intervalo de compresión con cierto incremento de carga, puede calcularse a partir del factor tiempo T :

$$T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w h^2} \quad (3.3.1.8)$$

Cuando los parámetros c_v y m_v ya se tienen, es decir, ya todos los datos son conocidos se puede calcular el coeficiente de permeabilidad, k , de la manera:

$$k = c_v \cdot m_v \quad \text{cm/seg} \quad (3.3.1.9)$$

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del flujo o expulsión de agua en el proceso de consolidación, y ayuda a conocer el grado de permeabilidad del suelo que se está ensayando; por medio de la tabla 9-1 (Juárez Badillo, 1999) propuesta por A. Casagrande y R. E. Fadum, aparecen las interrelaciones entre el coeficiente de permeabilidad y los tipos de suelo.

Un suelo suele tener permeabilidades diferentes en estado inalterado y remoldeado, aun cuando la relación de vacíos sea la misma en ambos casos; esto puede ser debido a los cambios en la estructura y estratificación del suelo.

Índice de compresión, C_c

El índice de compresión, C_c , es la pendiente de la curva de consolidación dibujada en escala logarítmica para la presión, P , en un rango lineal; indica el cambio en la relación de vacíos para un ciclo de cambio de presión. El índice de compresión es un parámetro adimensional, y se puede obtener de la siguiente manera:

$$C_c = 0.009 (LL - 10\%) \quad (3.3.1.10)$$

El índice de compresión puede ser encontrado por medio del límite líquido, LL, el cual surgió de una correlación muy aproximada (Skempton, 1944), mencionado en el capítulo 2.1 de esta tesis.

Cabe mencionar que la obtención de los *parámetros de compresibilidad* es importante, para tener un buen punto de referencia y saber cómo se lleva a cabo el proceso de consolidación aun sin conocer cómo podría ser un asentamiento debido a una carga estructural.

El determinar el *grado de consolidación* (U), nos permite observar que se considera la interacción de todos los parámetros calculados para poder evaluar el asentamiento del suelo debido a una carga inducida. Los valores del 0% al 100% en las gráficas de consolidación, son un indicador del porcentaje de consolidación del suelo a una profundidad, z , y en un instante, t , entonces a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga, se le conoce como **Grado de consolidación U_z (%)**.

El grado de consolidación del estrato es sólo función del tiempo (T), que es una cantidad sin dimensiones físicas. Para conocer el grado de consolidación $U(\%)$ para tiempos determinados, se puede hacer uso de la siguiente expresión:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w h^2} - \varepsilon \frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \quad (3.3.1.11)$$

La relación que resulta de la obtención de los tiempos para grados de consolidación definidos, aparece en la Tabla 3.3.1 (Leonards, 1962).

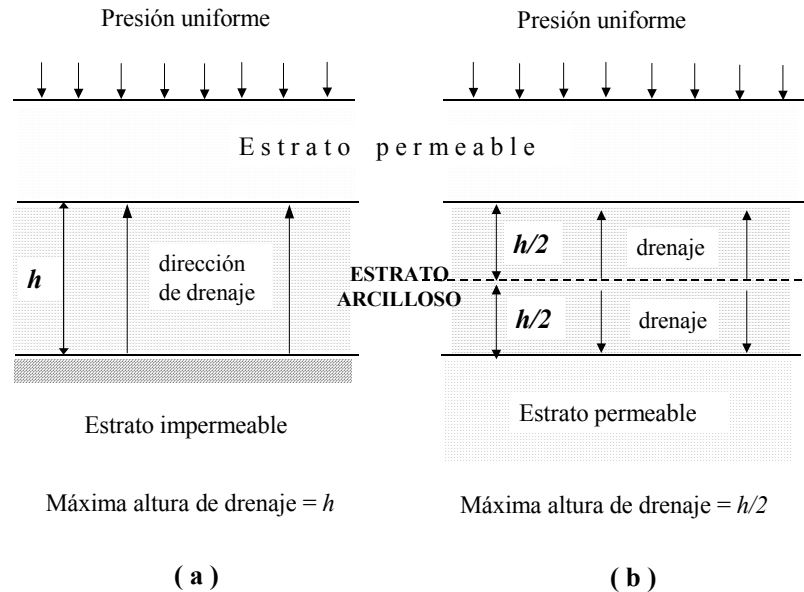


Figura 3.3.4. Estrato arcilloso en condiciones de drenaje: a) Drenaje simple, b) Drenaje doble

Dentro de las ecuaciones vistas, hay un aspecto muy importante que hay que tomar en cuenta, este es el espesor del estrato, h . Se trata de un valor que depende del tipo de drenaje que se tenga adyacente al estrato arcilloso, el cual puede ser simple o doble drenaje como se ve en la Figura 3.3.4. El caso del ensaye de *Consolidación* debido a que se tienen las piedras porosas en los extremos del anillo, es la simulación de un doble drenaje, por lo que el valor a introducir en cada caso tiene que ser la mitad de la altura del espécimen, $h/2$.

Referencias.

- Head, K. H., 1988, "Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test", Volume 2, Chapter 14, pp. 651-730.
- Munsell Soil Color Charts, 1994, Revised Edition, Gretag Macbeth.
- Normas ASTM D2435-90, "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils".

4. PRUEBAS DE LABORATORIO

Descripción general

Las pruebas de laboratorio se realizan con la finalidad de conocer las características del suelo por estudiar y son: tipo de suelo, color, textura, contenido de agua, peso volumétrico, límites de consistencia y propiedades mecánicas.

Al iniciar un trabajo de laboratorio, se necesita planear cuidadosamente el programa de ensayos, para obtener los especímenes deseados, además de contar con el equipo adecuado para realizar una buena ejecución de los mismos. Los datos nos proporcionarán la información suficiente para hacer una buena evaluación del suelo.

El objetivo de este trabajo es comparar la compresibilidad de un suelo contaminado por hidrocarburos con la compresibilidad de un suelo no contaminado, esto se realizó por medio de pruebas de consolidación unidimensional para determinar en un espécimen de suelo el decremento de volumen y la velocidad de este decremento, dicho espécimen se confinó lateralmente y sujetó a una carga axial. Durante la prueba se aplicaron una serie de incrementos de carga, los cuales provocaron la compresión del suelo y la expulsión de agua. La disminución del volumen se mide con micrómetro o transductor de deformación que registra las lecturas, y a través de un software instalado en el equipo de cómputo se hace la captura de éstas.

La programación de pruebas de laboratorio se basó principalmente en el número de segmentos de Tubo Shelby que se obtuvieron en buenas condiciones y que fueran representativos. En el inciso 3.2, se esquematiza la numeración de las muestras de suelo con sus respectivas profundidades, con lo cual se decidió labrar un par de especímenes de cada muestra para las pruebas de consolidación y contar con información suficiente en caso de que un ensaye no saliera bien. El material producto del labrado fue de utilidad para obtener las propiedades índice: contenido de agua, límites de consistencia (con agua y diesel), y densidad de sólidos.

4.1 Descripción del equipo de trabajo

El contar con un equipo adecuado permitió que la realización de las pruebas tuviera un buen desarrollo. Los accesorios e instrumentos deben estar en los estándares para no alterar las mediciones conforme lo establecido en las normas ASTM, todo esto con la finalidad de que los resultados puedan ser comparativos con tablas existentes, que nos lleven a conocer las características del suelo.

Tabla 4.1. Equipo utilizado para las pruebas

PRUEBAS	EQUIPO DE LABORATORIO				
	Corte y manejo de suelo	Medición y peso	Mecánico	Electromecánico	Electrónico
ÍNDICE a) Manuales y visuales	- Espátulas - Cápsulas - Base de vidrio - Dosificador de agua	- Báscula electrónica	- Horno		- Equipo de computo
b) Límites de consistencia	- Espátulas - Cápsulas - Base de vidrio - Dosificador de agua - Dosificador de diesel	- Báscula electrónica	- Horno	- Copa de Casagrande con contador de golpes	- Equipo de computo
c) Densidad de Sólidos	- Espátula - Vaso de precipitados - Pipeta - Refractario	- Báscula electrónica - Termómetro de mercurio - Matraz	- Batidor mecánico - Parrilla eléctrica - Bomba de vacíos - Horno		- Equipo de computo y calculadora
MECÁNICAS d) Consolidación unidimensional	- Base para cortar muestras de suelo - Arco con cuerda de guitarra - Espátulas plana y de abanico - Base de vidrio - Juego de vidrios cubre anillos - Anillos de dylamite - Equipo para labrar espécimen - Pesas de diferentes medidas - Refractarios - Papel filtro - Piedras porosas - Cúter	- Vernier - Báscula	- Horno	- Consolidómetros de pesas con transductor de deformaciones (deformímetro electrónico)	- Equipo de computo para captura de lecturas de deformímetro - Equipo de computo para cálculos.

En la Tabla 4.1, se presenta en forma resumida el equipo utilizado para la realización de la pruebas que se aplicaron a las muestras de suelo, contaminado y no contaminado. El equipo en general es el indicado según las normas ASTM D 2488-90 para descripción e identificación de suelos, D 4318-98 para obtención de límites de consistencia e índice de plasticidad, D 2487 para clasificación de suelos, D 5550-94 para densidad de sólidos, y D 2435-90 para pruebas de consolidación unidimensional.

Para las pruebas de consolidación fue necesario revisar el buen funcionamiento del consolidómetro (odómetro), para lo cual se hicieron una serie de calibraciones sin suelo aplicando la carga programada a las piedras porosas y el papel filtro, para comparar que las deformaciones generadas de este sistema (piedras-papel filtro-piedras) sean similares cuando menos para dos calibraciones consecutivas.

Después de realizadas las primeras calibraciones del consolidómetro, se hicieron los ajustes necesarios y se cambió el medidor de deformaciones debido a que el micrómetro convencional de una micra ($1\ \mu\text{m}$) de aproximación depende de la sensibilidad humana, para evitar tal hecho se instaló en su lugar un transductor de deformaciones (deformímetro electrónico), éste se utilizó para realizar la toma de lecturas en forma automática y con la precisión requerida.

Se trabajó con dos consolidómetros simultáneamente para hacer pruebas con especímenes correspondientes a la misma profundidad y se verificó nuevamente la calibración de los consolidómetros, la captura de datos se hizo con el equipo de cómputo, con software para registro de deformaciones.

Finalmente se realizó otro cambio importante, el cual consistió en los anillos donde se labra el espécimen de suelo, debido a que se trata de un suelo lacustre con la particularidad de encontrarse en un estado semi-seco por su bajo contenido de agua, w%, se sustituyeron los anillos de bronce por unos más ligeros de otro material llamado “Dylamite”, el cual tiene características similares al PVC. Estos anillos se mandaron a hacer con las mismas dimensiones que las indicadas en las normas ASTM D2435-90, la ventaja de este material consiste en que su bajo peso no influye en la consolidación que sufre el espécimen de suelo durante la prueba.

4.2 Descripción de las pruebas

La realización de las pruebas se hizo siguiendo estrictamente lo recomendado en las normas ASTM. Las propiedades índice se obtuvieron para conocer el tipo de suelo y las propiedades de plasticidad se utilizaron para observar comportamiento del suelo contaminado y se comparó con el no contaminado para analizar la influencia del contaminante.

Tabla 4.2. Resumen de pruebas realizadas a los suelos

Suelo	SUELO NO CONTAMINADO					
MUESTRA No.	Prof. z (m)	Manuales y visuales	Límites de C Con agua	Límites de C Con diesel	Densidad de sólidos	Consolidación unidimensional
1	1.30 a 1.50	1				
2	1.50 a 1.70	1	1	1	1	1
3	1.70 a 1.90	1	1	1	1	2
4	1.90 a 2.10	1	1	1	1	2
Suelo	SUELO CONTAMINADO					
5	3.50 a 3.65	1	1	1	1	2
6	3.65 a 3.80	1	1	1	1	2
7	3.80 a 3.95	1	1	1	1	2
8	3.95 a 4.10	1	1	1	1	2

Primeramente cabe aclarar que como no se contó con el dato del porcentaje de contaminación por métodos precisos que arroja un estudio ambiental, se obtuvo de una manera indirecta con la finalidad de conocer en forma aproximada la cantidad de contaminante. Para ello se obtuvieron los contenidos de agua del suelo no contaminado y contaminado, con los resultados se calculó una media de la diferencia de contenidos. En la prueba, el contaminante líquido se evaporó al realizar el secado de la muestra en el horno y las partículas sólidas del mismo quedaron entrelazadas con las del suelo, éstas se pesaron como parte del suelo.

Para comprobar la influencia del contaminante en la plasticidad del suelo y la interacción con la estructura del suelo y el agua, se realizó una prueba adicional a lo indicado en la norma D 4318-98 para los límites de consistencia, la cual consistió en hacer el remoldeo del suelo con diesel similar a la prueba que se hace con agua, a fin de conseguir el cierre de la ranura en la copa de Casagrande a los diferentes golpes que se necesitan. A mitad del proceso al notar que no se lograba el objetivo para las diferentes consistencias del suelo, fue necesario agregar agua a la vez que se tenía éste con diesel y se continuó la prueba.

La densidad de sólidos se obtuvo de igual manera para suelos contaminados que para no contaminados, siguiendo el procedimiento según la norma D 5550-94. El matraz utilizado para los ensayos fue el mismo, habiendo hecho la calibración de éste antes de iniciar la sesión de pruebas, con la finalidad de evitar posibles variaciones en los datos y comparar los resultados de manera directa.

La norma ASTM D2435-90 que corresponde a la prueba de consolidación unidimensional, indica para el método A que cada incremento de carga se debe aplicar cada 24 horas, y que es responsabilidad del ejecutante según sus fines de investigación especificar la *magnitud y secuencia* de cada incremento de carga. Las normas sugieren preferentemente 8 incrementos que empiecen con carga de 5 kPa (0.05 kg/cm^2), y luego sean 10, 20, 40, 80, 160, 320 y 640 kPa, efectuando lecturas a tiempos especificados.

Se ha comprobado en pruebas de laboratorio que al aplicar dichas cargas a la muestra, se da un proceso de consolidación muy abrupto en el que los esfuerzos aplicados hacen que el suelo cambie su estructura desde los primeros incrementos, por lo tanto, al graficar los resultados no se obtiene de manera óptima la curva de compresibilidad que se desea estudiar y esto se debe a que en la mayoría de los casos la carga es excesiva y la mayoría de los valores obtenidos forman parte de la rama normalmente consolidada.

La curva de compresibilidad es importante porque de ésta se determina el esfuerzo de fluencia, σ_y , mejor conocido como *carga de preconsolidación*, σ'_p , el cual indica el esfuerzo con el que el suelo cambia de estructura. En la curva se pueden identificar dos etapas a partir de la obtención de este valor: la estructurada y la desestructurada o normalmente consolidada (vista en el inciso 3.3).

Es importante que antes de realizar las pruebas de consolidación se haga una programación de cargas adecuadas a la resistencia del suelo que se vaya a ensayar. Para ello Zeevaert (1985) propuso que se realizara una prueba de compresión simple para conocer el esfuerzo de falla o fluencia, σ'_v , este valor se multiplica por 1.5 que corresponde a un nivel medio de esfuerzos y se obtiene el esfuerzo, σ_p , éste se multiplica por el área del espécimen y la carga resultante es la que se toma como referencia para la prueba de consolidación. Físicamente la carga se divide entre 10 debido a que el brazo del consolidómetro multiplica 10 veces el efecto del peso colocado.

Para el estudio de los suelos contaminado y no contaminado, se tuvieron que hacer varios ajustes en los días de ensaye y los incrementos de carga, porque como ya se dijo en el capítulo 3, el suelo tenía una consistencia “frágil” y de baja resistencia al labrado, sobre todo en la parte menos profunda de ambas muestras.

Primeramente se labró una muestra prototipo de características similares a las del suelo no contaminado, se le hizo la prueba de compresión simple y posteriormente se le practicaron pruebas de consolidación donde se hicieron diversos cambios en las cargas e incrementos y en los días en que se realizaban dichos incrementos. Entonces fue necesario cambiar a una carga menor y además se realizaron sólo seis incrementos cada 24 horas, en vez de ejecutarse a ocho como lo indica la norma ASTM D2435-90.

4.3 Obtención de parámetros de compresibilidad

Se realizaron las pruebas de consolidación y al término de cada una, se capturaron los datos de las deformaciones para los tiempos de carga correspondientes. Se anotaron éstos en una plantilla de cálculo especialmente elaborada, se obtuvieron las curvas de consolidación para cada incremento de carga graficando las deformaciones contra el tiempo por el método de Casagrande y debido a que éstas no estaban bien definidas no se pudo obtener el valor de t_{50} , por lo cual se elaboraron nuevas curvas siguiendo el método de Taylor graficando las deformaciones contra la raíz del tiempo, y por el método gráfico se obtuvo ahora el t_{90} .

Se calcularon con los datos obtenidos la relación de vacíos, e , y los parámetros de compresibilidad: coeficiente de compresibilidad, a_v , coeficiente de variación volumétrica, m_v , y con el t_{90} de cada curva de consolidación se obtuvo el coeficiente de consolidación, C_v , y la permeabilidad, k .

La obtención de las gráficas nos ayudó a obtener otro parámetro muy importante que es el índice de compresión, C_c , el cual fue obtenido de la curva de compresibilidad al igual que la carga de preconsolidación, σ'_p . Los parámetros antes mencionados también se graficaron para comparar las tendencias en el comportamiento de consolidación del suelo contaminado con respecto al no contaminado.

Referencias. -

- Normas ASTM D 2488-90, "Standard Practice for Description and Identification of Soils" (Visual-Manual Procedure).
- Normas ASTM D 4318-98, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils".
- Normas ASTM D 2487-98, "Standard Practice for Clasification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Clasification System)".
- Normas ASTM D 5550-94, "Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer".
- Normas ASTM D2435-90, "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils".
- Zeevaert Wiechers, Leonardo, 1985, Viscosidad intergranular en suelos finos saturados, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados de esta investigación se obtuvieron a través de pruebas de laboratorio. En este capítulo se discute lo relacionado a la obtención de resultados, se presentan tablas que resumen los valores obtenidos y las gráficas comparativas de suelos no contaminados y contaminados.

5.1 Condiciones del suelo no contaminado

La muestra de suelo utilizado debido a su extracción superficial se le encontró producto asfáltico, por lo tanto el material analizado se redujo, así como la información que se esperaba obtener.

En la Tabla 5.1, se presentan las propiedades índice del suelo, donde se observan los bajos contenidos de agua, según las diferentes profundidades a las que se extrajo la muestra, el promedio fue 46%. También se observa que el promedio del peso volumétrico fue 1.57 T/m^3 .

Las pruebas de resistencia realizadas con el penetrómetro y el torcómetro indicaron que en la parte media de la muestra hubo menor resistencia, lo cual está directamente relacionado con el contenido de agua. En las pruebas de resistencia en seco, los resultados indicaron que el suelo tuvo alta resistencia, similar a la de una arcilla de alta plasticidad, por lo que el bajo contenido de agua hace que el suelo tenga mayor resistencia a la compresión.

El porcentaje de contaminación encontrado fue 25%, resultó de la media de la diferencia de los promedios de contenidos de agua inicial y los obtenidos en el momento de preparar los especímenes para la consolidación de los suelos no contaminado y contaminado. Por lo tanto el porcentaje obtenido indica que la muestra tenía una contaminación media baja.

En el inciso 4.2 se describe la forma de cómo se realizaron los límites de consistencia, los cuales, en el caso de los mezclados con agua, resultaron ser congruentes con el contenido de agua, $w\%$, según la carta de plasticidad del SUCS, los valores estuvieron debajo y cerca de la línea “A”, donde se ubican los limos orgánicos de alta plasticidad.

En la gráfica (a) de la Figura 5.1 se observa que el suelo en general tiene un comportamiento plástico. Los límites de consistencia que se efectuaron con agua y diesel, también indicaron un comportamiento muy similar a los límites realizados sólo con agua, además, se aprecia que su clasificación en el SUCS es la misma, sin que afecte el contenido de diesel en el suelo. El valor obtenido para la densidad de sólidos, S_s , fue 2.5, lo cual también indicó que la muestra contenía materia orgánica.

En las pruebas de consolidación, los resultados indicaron tendencias de comportamiento en las propiedades del suelo peculiares comparados con valores de otras pruebas. Esto es, que los esfuerzos aplicados a la muestra fueron muy bajos, donde el máximo esfuerzo vertical fue $\sigma_v = 0.049 \text{ kg/cm}^2$ y la carga de preconsolidación o esfuerzo de fluencia promedio correspondiente fue $\sigma'_p = 0.026 \text{ kg/cm}^2$, el índice de compresión se obtuvo de la pendiente de la curva de compresibilidad, ésta por ser descendente le correspondió el signo negativo, pero se tomó el valor absoluto, teniendo $C_c = 0.96$, el coeficiente de proporcionalidad fue $\gamma = -2.27 \times 10^{-2}$, el cual indica el grado de compresibilidad de un suelo equivalente al coeficiente de compresibilidad, Juárez B. (1965).

En la Figura 5.3 se muestran el coeficiente de compresibilidad, a_v , donde los valores máximo y mínimo varían entre 0.1 y 1.5 cm^2/kg y el coeficiente de variación volumétrica, m_v , se encontró entre 0.05 y 0.6 cm^2/kg . En ambos coeficientes se apreció un comportamiento muy similar, que consiste en un incremento progresivo al aumentar la carga aplicada, pasando el valor correspondiente al esfuerzo de fluencia, los coeficientes permanecen constantes. Esto sugiere que la compresibilidad y la disminución del volumen del suelo aumentan con la carga hasta que el suelo cambia de estructura.

Los valores del coeficiente de consolidación, C_v , estuvieron entre 0.005 y 0.01 cm^2/seg en toda la prueba, los cuales disminuyeron ligeramente al final con el último incremento de carga. Los valores del coeficiente de permeabilidad, k , indicaron un aumento en el flujo de agua al aumentar la carga y éste llegó a su máximo valor al acercarse al esfuerzo de fluencia y disminuyó en gran medida al término de la carga.

5.2 Condiciones del suelo contaminado

En la Tabla 5.1, se muestran los resultados de las propiedades índice del suelo contaminado, donde se presentan los contenidos de agua en las diferentes profundidades de la muestra. El promedio de todos éstos indica que el suelo tuvo 84% de contenido de agua, esto confirma la presencia del contaminante interactuando con el agua en la estructura del suelo.

Los resultados de las pruebas de resistencia realizadas con el penetrómetro y el torcómetro mostraron que la resistencia aumentó con la profundidad, lo cual sugiere una relación directa con el contenido de agua. Los resultados de las pruebas de resistencia en seco, indicaron tener resistencia media similar a la de un limo de alta plasticidad.

El peso volumétrico promedio fue 1.52 T/m^3 . Según la carta de plasticidad del SUCS los límites de consistencia indicaron que a los 4 m de profundidad se tiene un limo de baja plasticidad y en la parte superior (3.50 m de profundidad) de la muestra uno de alta plasticidad.

En el inciso 4.2 se comenta que también para el suelo contaminado se hicieron pruebas de límites de consistencia de dos formas: solo con agua y con agua y diesel, estos dos resultados son congruentes entre sí con pequeñas variaciones, en la Figura 5.1 (b) se observa que el contenido de agua del suelo, para tres de las muestras analizadas, se ubica fuera de los *límites de plasticidad*, esto sugiere que el suelo tiene una consistencia semilíquida no obstante esto no se aprecia físicamente, sin embargo cuando se agregó agua en pocas cantidades si adquirió esta consistencia. Los valores del límite líquido e índice de plasticidad indicaron un comportamiento muy similar al de un limo de baja plasticidad, lo cual es totalmente congruente con la clasificación del suelo señalada en el SUCS.

El valor obtenido para la densidad de sólidos, S_s , fue 2.5 esto indica nuevamente que el suelo contiene materia orgánica.

En las pruebas de consolidación, los resultados indicaron propiedades del suelo de acuerdo con los siguientes valores: para el esfuerzo vertical aplicado $\sigma_v = 0.049 \text{ kg/cm}^2$, la carga de preconsolidación o esfuerzo de fluencia promedio correspondiente fue $\sigma'_p = 0.022 \text{ kg/cm}^2$, el índice de compresión en valor absoluto fue $C_c = 1.21$ y el coeficiente de proporcionalidad fue $\gamma = -2.17 \times 10^{-2}$.

En la Figura 5.3 se presenta el coeficiente de compresibilidad, a_v , donde los valores máximo y mínimo varían entre 0.5 y $1.7 \text{ cm}^2/\text{kg}$ y el coeficiente de variación volumétrica, m_v , se encuentra entre 0.2 y $0.6 \text{ cm}^2/\text{kg}$. En ambos coeficientes se apreció un comportamiento muy similar que consiste en un incremento progresivo al aumentar la carga aplicada, pasando el valor correspondiente al esfuerzo de fluencia los coeficientes disminuyeron. Esto sugiere que la compresibilidad y la disminución del volumen de suelo aumentaron con la carga hasta que el suelo cambió su estructura.

Los valores del coeficiente de consolidación, C_v , estuvieron entre 0.005 y $0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$ durante la prueba, este fue mayor al iniciar el proceso de carga. El coeficiente de permeabilidad, k , indica que hubo variaciones durante el proceso de carga y un aumento en el flujo de agua al llegar al esfuerzo de fluencia, el cual vuelve a ser el mismo al término de la carga.

TABLA 5.1 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS ENSAYADOS

Muestra	Profundidad		Contenido de agua inicial	Esfuerzo medido con		Peso volumétrico	Límites de consistencia			Densidad de sólidos	Clasificación del suelo
				Penetrómetro	Torcómetro		LL %	LP %	IP %		
No.	Z m		W _i %	σ _m (kg/cm ²)	τ _m (kg/cm ²)	γ gr/cm ³				S _s	SUCS
SUELO NO CONTAMINADO											
1	1.30	1.40	15.02	2.58	5.63						
	1.50		47.65	0.55	7.13	1.58	86.46	41.33	45.13	2.49	MH (OH) Limo orgánico
2	1.70	1.60	59.27	0.65	10.38	1.58	85.00	50.54	34.46	2.46	MH (OH) Limo orgánico
3	1.90	1.80	44.60	4.50	15.63						
	2.00										
4	2.10		63.10	4.50	16.88	1.56	54.45	46.19	8.26	2.54	MH Limo
2	* Hechos con agua y diesel						86.00	40.88	45.12		MH (OH)
3							85.10	42.88	42.22		MH (OH)
4							45.00	39.41	5.59		ML
SUELO CONTAMINADO											
5	3.50	3.57	88.47	0.47	4.50	1.59	60.20 58.23	43.68 46.59	16.52 11.64	*Repetición 2.45	MH Limo
	3.65		76.83	4.20	12.46	1.42	105.39	68.90	36.49	2.55	MH Limo
6	3.80	3.72	115.28	3.73	13.48	1.51	74.60	63.10	11.50	2.54	MH Limo
7	3.95	3.87	72.89	4.50	12.33	1.52	66.00	59.67	6.33	2.51	MH Limo
	4.10		67.84	4.50	14.17						
5	* Hechos con agua y diesel						54.60	34.18	20.42		MH-OH
6							93.10	67.80	25.30		MH-OH
7							68.54	60.29	8.25		MH
8							61.98	56.45	5.53		MH
5	* Prueba sin agua sólo diesel						47.75	34.18	13.57		OL

Contenido de agua promedio de todo la muestra no contaminada = 46% W_i %

Contenido de agua promedio de todo la muestra contaminada = 84% W_i %

* Porcentaje aproximado de contaminante = 25%

5.3 Gráficas comparativas

La Figura 5.1 (a) y (b) muestran los resultados obtenidos en las pruebas para obtención de propiedades índice, estas figuras fueron de gran utilidad para comparar los contenidos de agua con respecto a los límites de plasticidad y determinar en qué estado de consistencia se encontraba el suelo.

Además también en las mismas figuras se tiene la comparación de los límites de consistencia realizados con sólo agua así como los de diesel y agua, porque se analizan ambos límites de plasticidad y se observa la influencia del diesel en la plasticidad del suelo.

La Figura 5.1 (c) presenta los resultados de las pruebas hechas con el penetrómetro, para suelo no contaminado y contaminado, donde se muestra la variación en la resistencia debida al contaminante. La Figura 5.1 (d) presenta los resultados de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, realizados con el torcómetro, estas resultaron muy valiosas porque por medio de la superposición de gráficas, se pudieron observar los cambios en el suelo contaminado.

Las Figuras 5.2a y 5.2b presentan las curvas de compresibilidad y los promedios de los valores que se obtuvieron gráficamente, los cuales son: la carga de preconsolidación, σ'_p , o esfuerzo de fluencia del suelo y el índice de compresión, C_c , que es la pendiente de consolidación que éste sigue en un proceso de carga, para ambas muestras de suelo respectivamente.

La Figura 5.3 muestra la comparación de los parámetros de compresibilidad obtenidos, para suelos no contaminados y contaminados, también expresa las tendencias en el comportamiento de éstos que a pesar de haber sido extraídas a poca profundidad y ensayadas a esfuerzos pequeños, son congruentes respecto a las encontradas en otras fuentes referentes al comportamiento del suelo en pruebas de consolidación.

Por lo tanto, las gráficas fueron un medio muy útil para analizar los parámetros de consolidación y apreciar las diferencias en éstos debido al efecto de la contaminación por hidrocarburos lo cual fue el propósito de estudio de este trabajo.

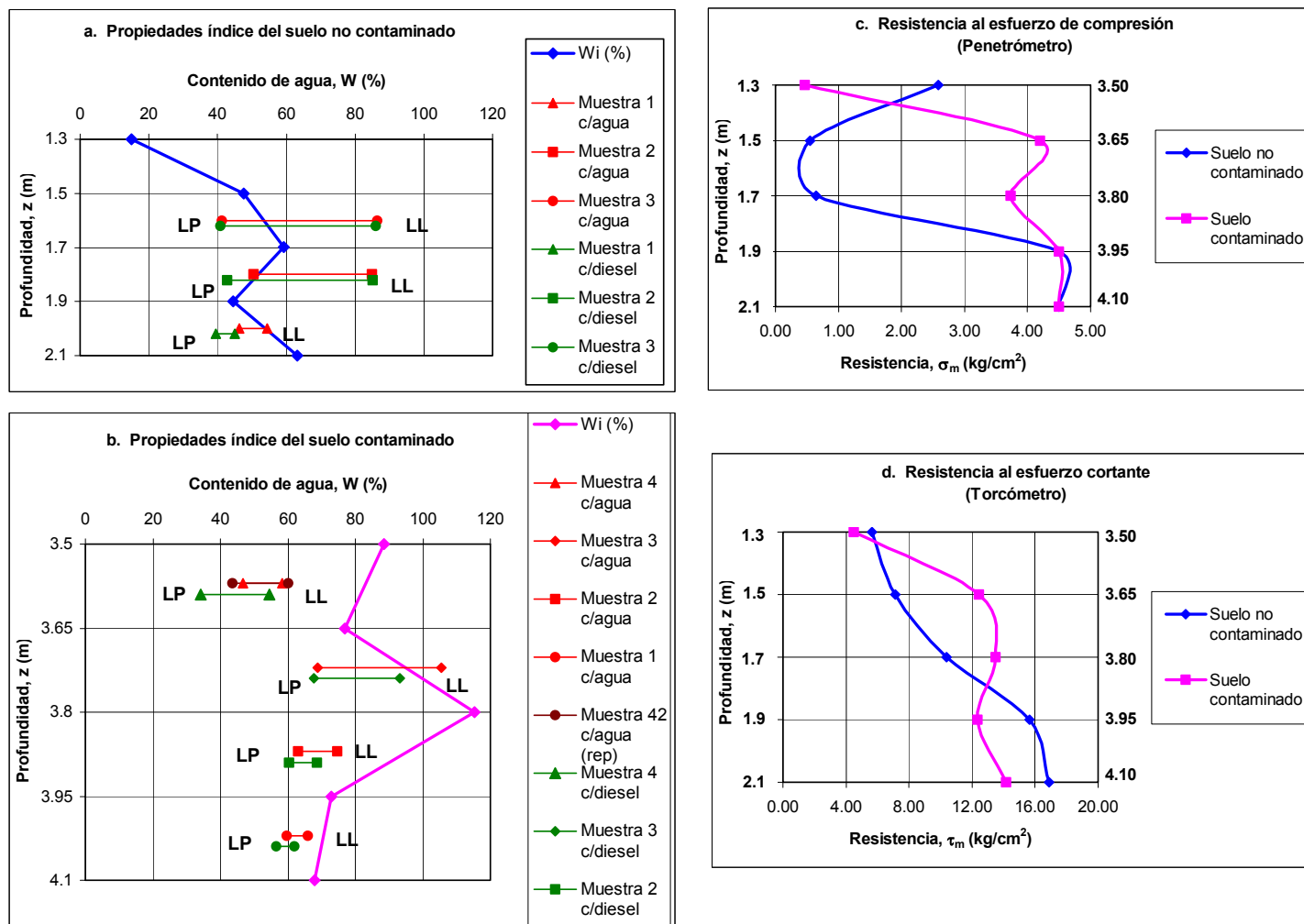
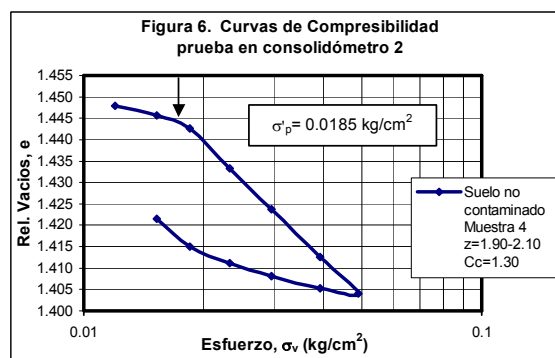
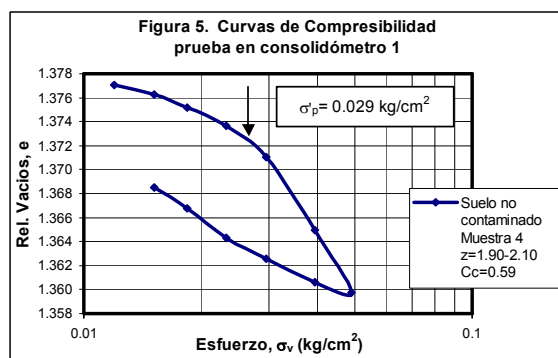
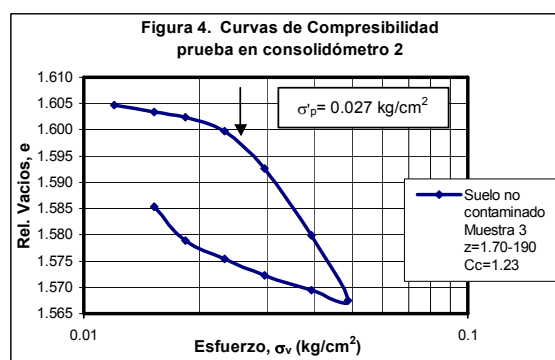
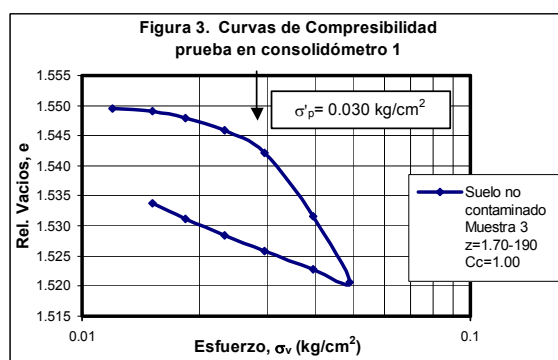
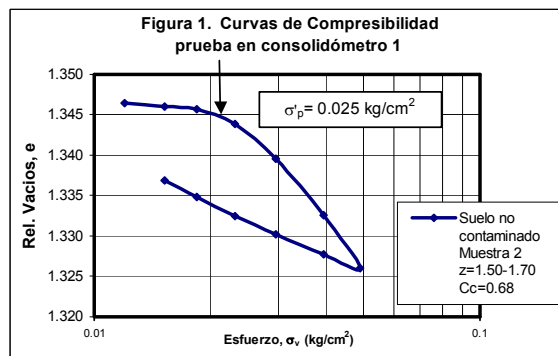


FIGURA 5.1 COMPARACION GRÁFICA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE



Resultados promedio		
$\sigma'_p =$	0.026	kg/cm ²
$C_c =$	0.96	

FIGURA 5.2a CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA EL SUELO NO CONTAMINADO

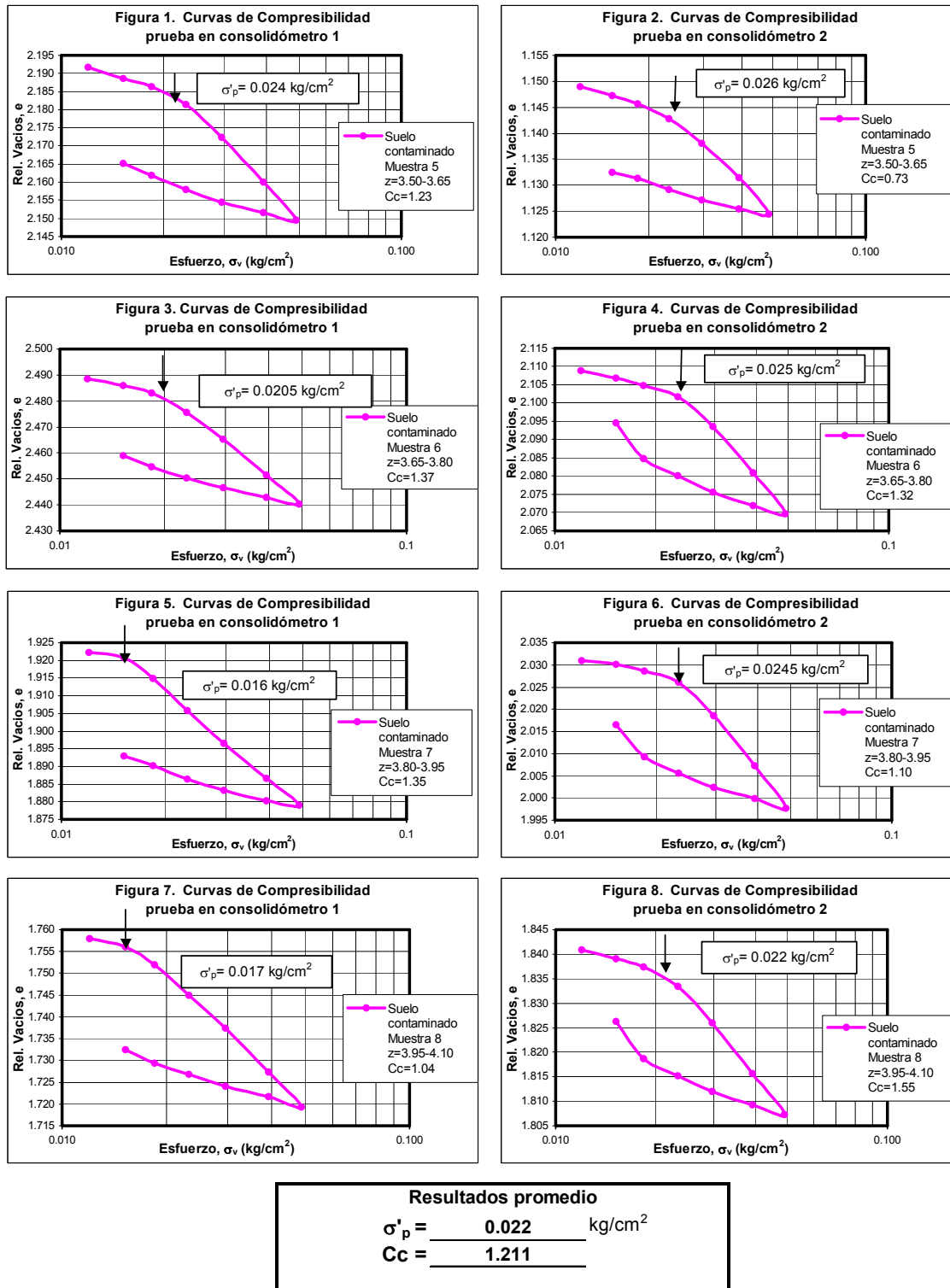


FIGURA 5.2b CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA EL SUELO CONTAMINADO

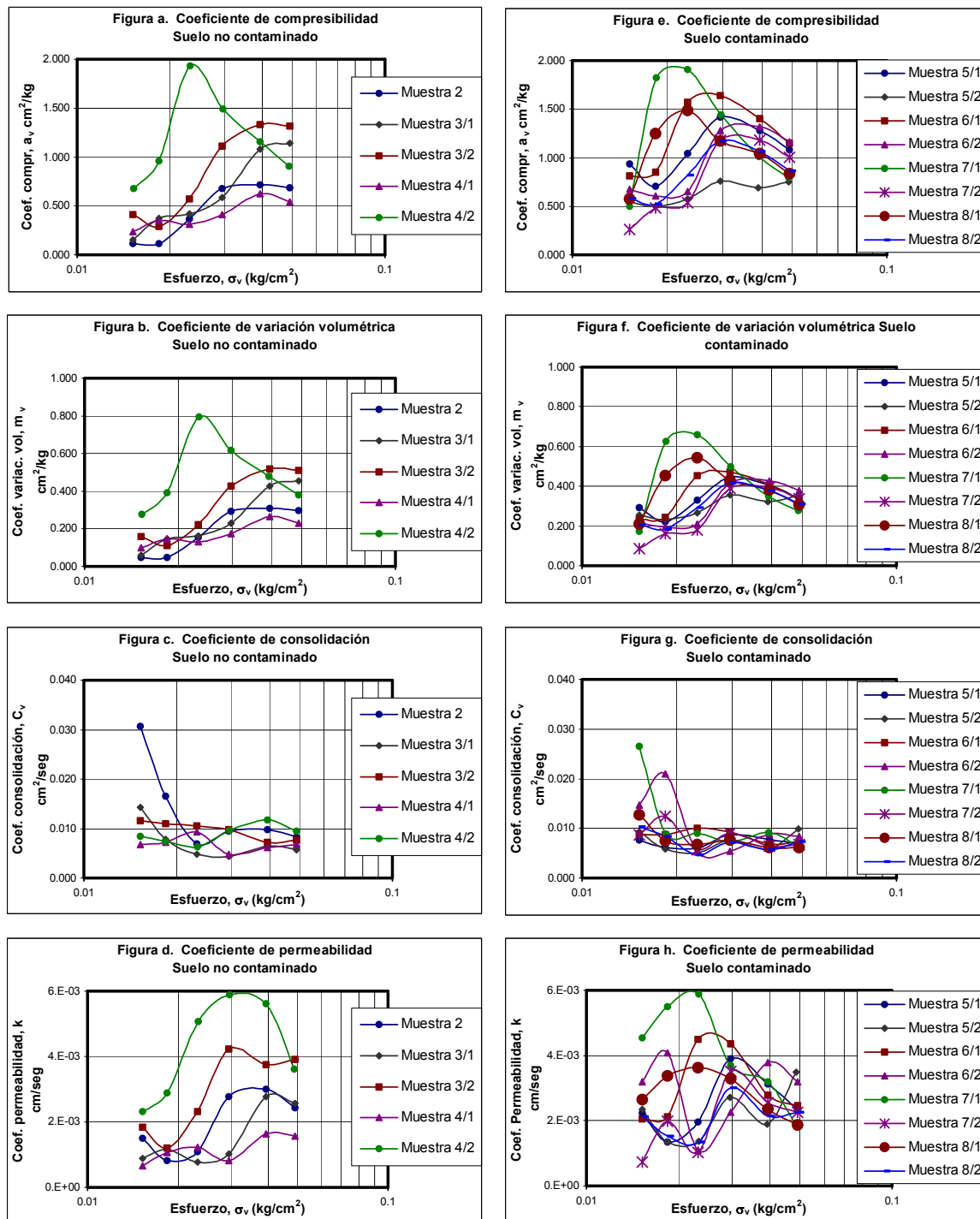


FIGURA 5.3 CURVAS COMPARATIVAS DE PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD PARA SUELOS ENSAYADOS

5.4 Comentarios

Pruebas Índice

Las muestras fueron analizadas durante el proceso de prueba para obtener los contenidos de agua en: los extremos de los tubos al momento de destapar la muestra, el suelo producto del labrado del espécimen y el mismo espécimen de consolidación. Con los resultados se observó que las muestras no contaminadas ganaron agua en el cuarto húmedo y las contaminadas perdieron agua. Este monitoreo exhaustivo se hizo para observar la alteración de las propiedades de la muestra, con respecto al tiempo y al aislamiento.

En las pruebas para obtener los límites de consistencia, éstas se tuvieron que hacer con diesel y agua, porque que el suelo no obtuvo plasticidad cuando se agregó sólo diesel y al momento de hacer la prueba y tratar de obtener los golpes necesarios para trazar la curva de flujo, el suelo no cerró la ranura en la Copa de Casagrande aún adicionando mayor cantidad de contaminante. Se observó entonces que al momento de agregar agua y remoldear, el suelo empezó a adquirir nuevamente su plasticidad al mismo tiempo que iba desplazando al contaminante, el exceso salió del suelo como si se tratara de una esponja saturada.

Pruebas de Consolidación

La carga aplicada a las pruebas de consolidación fue pequeña, debido a que primeramente se hizo la prueba de compresión simple (ver inciso 4.2) y basándose en los resultados se hizo la correspondiente distribución de carga para los seis días de prueba. Los resultados indicaron que de no haberse hecho de esta forma no se hubieran obtenido las gráficas con los puntos suficientes en la rama estructurada para obtener el valor de la carga de preconsolidación, σ'_p .

Con las pruebas prototipo se detectó esta situación y se hicieron las modificaciones necesarias para evitar tal suceso en las pruebas definitivas y no desperdiciar suelo. El uso del transductor de deformaciones y el software fueron de gran utilidad para agilizar el procedimiento de prueba y la obtención de resultados, aunque cabe mencionar que debido a la sensibilidad del instrumento fue necesario extremar cuidados y saber interpretar correctamente los resultados que se fueron capturando a través de mediciones.

Referencias. -

- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil S., y Alemán, J. D., 1992, "Yieldins of Mexico City clay and other natural clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, (7): 981-995.
- Díaz-Rodríguez, J. A., y Santamarina, J. C., 2001 "Mexico city soil behavior at different strains: observations and physical interpretation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 9, pp. 783-789.
- Juárez Badillo, E., 1965, "*Compresibility of soils*". Simposio del Instituto de Ciencias de la India sobre "Behaviour of Soil Under Stress", Bangalore, India. Capítulo XIII del libro *Mecánica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Tomo I.
- Mesri, G. And P.M. Godlewski, 1977, "Time-and-stress-compresibility interrelationship", *J. Geotech Eng., ASCE*, 103, No. 5, pp. 417-430.
- Mesri, G., Rokhsar, A., and Bohor, B.F., 1975, "Composition and Compresibility of Typical Samples of Mexico City Clay", *Geotechnique*, London, England, Vol. 2, No. 3, pp.527-554.

6. CONCLUSIONES

1. En la realización de las pruebas manuales y visuales para descripción e identificación de suelos, se observó que la resistencia en seco fue muy similar para ambos suelos, debido a que el suelo contaminado tenía agua en similares cantidades al no contaminado, y el contaminante no inhibió esta propiedad en el suelo.
2. La presencia del contaminante provocó que la muestra tuviera menor cantidad de agua. Las pruebas de límites de consistencia comprobaron que el diesel daba otro comportamiento al suelo porque al momento del remoldeo necesitaba menor cantidad de agua para obtener los golpes necesarios en la Copa de Casagrande. El contenido de agua presente sobrepasó el límite líquido y el rango de comportamiento plástico fue menor. Este comportamiento no se presentó en el suelo no contaminado.
3. En las pruebas de resistencia hechas con el penetrómetro y el torcómetro, se observó en las gráficas un comportamiento interesante, esto es, mientras en el suelo no contaminado el esfuerzo disminuyó por la presencia del agua, en el suelo contaminado aumentó su resistencia ante la presencia de agua e hidrocarburo. En este último se notó que el contaminante hizo que el agua evaporara mas rápido y además que el suelo se desmoronara al manipular las muestras.
4. Los resultados sugieren que el contaminante facilita el deslizamiento entre partículas, lo que causa el incremento del índice de compresión del suelo, obtenido de las curvas de compresibilidad, este comportamiento se comprobó también en las pruebas de límites de consistencia y de consolidación.
5. Los esfuerzos de fluencia o carga de preconsolidación, σ'_p , obtenidos probaron que el esfuerzo para el suelo no contaminado es de 0.026 kg/cm^2 y de 0.022 kg/cm^2 para el contaminado, lo que significa que la contaminación si ocasionó un cambio en la estructura del suelo para el porcentaje de contaminación calculado de 25%.
8. El coeficiente de proporcionalidad, γ , se midió y se observó que el suelo contaminado tuvo un γ de 2.17×10^{-2} y el no contaminado de 2.27×10^{-2} , lo cual indica que el coeficiente de proporcionalidad permanece casi igual para ambos suelos y que el contaminante no afecta en gran medida las propiedades de compresibilidad del suelo.
9. En las curvas comparativas de los coeficientes de compresibilidad calculados, de compresibilidad de variación volumétrica y de consolidación, se tienen las mismas tendencias aunque es notorio que en las gráficas se observa un cambio a partir del esfuerzo de fluencia el cual se presentó antes en el suelo contaminado que en el suelo no contaminado.

INDICE DE TABLAS

Tabla	Página
Tabla 3.2.1. Registro de los datos iniciales de cada parte del tubo Shelby	21
Tabla 3.2.2. Resumen de características del suelo en las secciones del tubo Shelby (Referencia de colores Munsell,1994)	23
Tabla 3.2.3. Registro de los datos iniciales de cada parte del tubo Shelby	25
Tabla 3.2.4. Resumen de características del suelo en las secciones del tubo Shelby	27
Tabla 3.3.1. Factores de tiempo para consolidación unidimensional (Leonards, 1962)	31
Tabla 3.3.2. Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica (Head, K. H., 1988, “Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test”)	33
Tabla 3.3.3. Rango de valores típicos de coeficientes de consolidación e índice de compresión para suelos inorgánicos (Head, K. H., 1988, “Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test”)	34
Tabla 4.1. Equipo utilizado para las pruebas	38
Tabla 4.2. Resumen de pruebas realizadas a los suelos	40
Tabla 5.1 Propiedades índice de los suelos ensayados	46

INDICE DE FIGURAS

Figuras	Página
Figura 2.4.1 Mecanismo hidrológico y físico-químico considerado por POSSM	14
Figura 2.4.21 Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de fenol-cemento Pórtland	15
Figura 2.4.22 Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de aceite-cemento Pórtland	15
Figura 2.4.23 Esfuerzo de compresión no confinado para una probeta formada con una mezcla de grasa-cemento Pórtland	16
Figura 3.2.1. Equipo para la extracción de las muestras	20
Figura 3.2.2 Tubo Shelby con suelo no contaminado	21
Figura 3.2.3 Procedimiento de labrado de las muestras para sacarlas del tubo	22
Figura 3.2.4 Tubo Shelby con suelo contaminado	25
Figura 3.3.1 Montaje de la muestra en el anillo para la prueba de consolidación	28
Figura 3.3.2 Curvas de compresibilidad. a) Aritmética, b) Semilogarítmica	29
Figura 3.3.3 Esquema de un elemento de suelo; a) muestra las 3 fases que componen el suelo y sus volúmenes, b) suelo sujeto a consolidación que representa el cambio en el volumen y la relación de vacíos	30
Figura 3.3.4 Estrato arcilloso en condiciones de drenaje: a) Drenaje simple, b) Drenaje doble	36
Figura 5.1 Comparación gráfica de las propiedades índice	48
Figura 5.2a Curvas de compresibilidad para el suelo no contaminado	49
Figura 5.2b Curvas de compresibilidad para el suelo contaminado	50
Figura 5.3 Curvas comparativas de parámetros de compresibilidad para suelos ensayados	51

ANEXO DE TABLAS

Efecto de la contaminación con hidrocarburos en la compresibilidad de los suelos

Tabla 5.2.1 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO NO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 2, PROF. Z=1.50-1.70 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.50	1.35						
0.015	0.004	25.50	1.35	0.11	0.05	45.00	0.031	0.001	
0.018	0.008	25.49	1.35	0.11	0.05	83.00	0.017	0.001	
0.023	0.027	25.47	1.34	0.36	0.16	197.00	0.007	0.001	
0.030	0.074	25.43	1.34	0.68	0.29	144.00	0.010	0.003	
0.039	0.150	25.35	1.33	0.72	0.31	140.00	0.010	0.003	0.68
0.049	0.222	25.28	1.33	0.69	0.30	165.00	0.008	0.002	68.18
0.039	0.203	25.30	1.33						* Pendiente de la curva
0.030	0.176	25.32	1.33						
0.023	0.151	25.35	1.33						
0.018	0.126	25.37	1.33						
0.015	0.103	25.40	1.34						
Carga de preconsolidación		$\sigma'_p =$		0.025		cm ² /kg			
Coeficiente de proporcionalidad		$\gamma =$		-1.90E-02		(adimensional)		* Juárez B., 1965	

Tabla 5.2.2 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO NO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 3, PROF. Z=1.70-1.19 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.50	1.55						
0.015	0.005	25.50	1.55	0.16	0.06	96.00	0.014	0.001	
0.018	0.017	25.48	1.55	0.37	0.15	175.00	0.008	0.001	
0.023	0.037	25.46	1.55	0.42	0.16	290.00	0.005	0.001	
0.030	0.074	25.43	1.54	0.58	0.23	310.00	0.004	0.001	
0.039	0.179	25.32	1.53	1.08	0.43	209.00	0.007	0.003	1.00
0.049	0.289	25.21	1.52	1.14	0.45	237.00	0.006	0.003	100.00
0.039	0.268	25.23	1.52						* Pendiente de la curva
0.030	0.238	25.26	1.53						
0.023	0.212	25.29	1.53						
0.018	0.184	25.32	1.53						
0.015	0.158	25.34	1.53						
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.030	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-2.47E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

CONSOLIDOMETRO NO. 2 MUESTRA 3, PROF. Z=1.70-1.90 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.60	1.60						
0.015	0.013	25.59	1.60	0.41	0.16	120.00	0.012	0.002	
0.018	0.022	25.58	1.60	0.29	0.11	126.00	0.011	0.001	
0.023	0.049	25.55	1.60	0.57	0.22	132.00	0.010	0.002	
0.030	0.118	25.48	1.59	1.11	0.43	140.00	0.010	0.004	
0.039	0.243	25.36	1.58	1.33	0.52	188.00	0.007	0.004	1.23
0.049	0.366	25.23	1.57	1.31	0.51	177.00	0.008	0.004	122.55
0.039	0.346	25.25	1.57						* Pendiente de la curva
0.030	0.318	25.28	1.57						
0.023	0.288	25.31	1.58						
0.018	0.254	25.35	1.58						
0.015	0.190	25.41	1.59						
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.027	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-2.74E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

Efecto de la contaminación con hidrocarburos en la compresibilidad de los suelos

TABLA 5.2.3 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO NO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 4, PROF. Z=1.90-2.10 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H_2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad a_v cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica m_v cm ² /kg	Tiempo de consolidación t_{90} (seg)	Coefficiente de consolidación C_v cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Índice de compresión C_c (adimensional)
0.012	0.000	25.47	1.38						
0.015	0.008	25.46	1.38	0.23	0.10	203.00	0.007	0.001	
0.018	0.020	25.45	1.38	0.35	0.15	190.00	0.007	0.001	
0.023	0.036	25.43	1.37	0.31	0.13	146.00	0.009	0.001	
0.030	0.064	25.41	1.37	0.41	0.17	288.00	0.005	0.001	
0.039	0.129	25.34	1.36	0.62	0.26	220.00	0.006	0.002	0.59
0.049	0.185	25.29	1.36	0.54	0.23	200.00	0.007	0.002	58.82
0.039	0.176	25.29	1.36						* Pendiente de la curva
0.030	0.155	25.32	1.36						
0.023	0.136	25.33	1.36						
0.018	0.110	25.36	1.37						
0.015	0.091	25.38	1.37						
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.029	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-1.52E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

CONSOLIDOMETRO NO. 2 MUESTRA 4, PROF. Z=1.90-2.10 m										
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H_2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad a_v cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica m_v cm ² /kg	Tiempo de consolidación t_{90} (seg)	Coefficiente de consolidación C_v cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Índice de compresión C_c (adimensional)	
0.012	0.000	25.55	1.45							
0.015	0.023	25.53	1.45	0.68	0.28	165.00	0.008	0.002		
0.018	0.055	25.50	1.44	0.96	0.39	187.00	0.007	0.003		
0.023	0.153	25.40	1.43	1.93	0.79	214.00	0.006	0.005		
0.030	0.252	25.30	1.42	1.49	0.62	142.00	0.010	0.006		
0.039	0.368	25.18	1.41	1.16	0.48	115.00	0.012	0.006	1.30	
0.049	0.459	25.09	1.40	0.91	0.38	140.00	0.010	0.004	130.43	
0.039	0.445	25.11	1.41						* Pendiente de la curva	
0.030	0.416	25.13	1.41							
0.023	0.384	25.17	1.41							
0.018	0.343	25.21	1.42							
0.015	0.275	25.28	1.42							
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.0185	cm ² /kg					
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-2.74E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965	Promedio de $\gamma =$			-2.27E-02

Tabla 5.2.4 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO.1 MUESTRA 5, PROF. Z=3.50-3.65 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.50	2.19						
0.015	0.024	25.48	2.19	0.94	0.29	180.00	0.008	0.002	
0.018	0.042	25.46	2.19	0.70	0.22	224.00	0.006	0.001	
0.023	0.082	25.42	2.18	1.04	0.33	228.00	0.006	0.002	
0.030	0.154	25.35	2.17	1.42	0.45	156.00	0.009	0.004	
0.039	0.254	25.25	2.16	1.28	0.41	175.00	0.008	0.003	1.23
0.049	0.337	25.16	2.15	1.08	0.34	198.00	0.007	0.002	122.55
0.039	0.321	25.18	2.15						* Pendiente de la curva
0.030	0.297	25.20	2.15						
0.023	0.270	25.23	2.16						
0.018	0.239	25.26	2.16						
0.015	0.212	25.29	2.17						
Carga de preconsolidación		$\sigma'_p =$		0.026		cm ² /kg			
Coeficiente de proporcionalidad		$\gamma =$		-2.03E-02		(adimensional)		* Juárez B., 1965	

CONSOLIDOMETRO NO.2 MUESTRA 5, PROF. Z=3.50-3.65 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.60	1.15						
0.015	0.021	25.58	1.15	0.55	0.25	150.00	0.009	0.002	
0.018	0.040	25.56	1.15	0.50	0.23	240.00	0.006	0.001	
0.023	0.073	25.53	1.14	0.57	0.27	271.00	0.005	0.001	
0.030	0.130	25.47	1.14	0.76	0.35	180.00	0.008	0.003	
0.039	0.208	25.39	1.13	0.69	0.32	233.00	0.006	0.002	0.73
0.049	0.293	25.31	1.12	0.75	0.35	137.00	0.010	0.003	73.33
0.039	0.280	25.32	1.13						* Pendiente de la curva
0.030	0.259	25.34	1.13						
0.023	0.236	25.36	1.13						
0.018	0.210	25.39	1.13						
0.015	0.196	25.40	1.13						
Carga de preconsolidación		$\sigma'_p =$		0.024		cm ² /kg			
Coeficiente de proporcionalidad		$\gamma =$		-2.44E-02		(adimensional)		* Juárez B., 1965	

Efecto de la contaminación con hidrocarburos en la compresibilidad de los suelos

Tabla 5.2.5 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 6, PROF. Z=3.65-3.80 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H_2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad a_v cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica m_v cm ² /kg	Tiempo de consolidación t_{90} (seg)	Coefficiente de consolidación C_v cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión C_c (adimensional)
0.012	0.000	25.47	2.49						
0.015	0.019	25.45	2.49	0.81	0.23	156.00	0.009	0.002	
0.018	0.039	25.43	2.48	0.85	0.25	159.00	0.009	0.002	
0.023	0.094	25.38	2.48	1.57	0.45	137.00	0.010	0.005	
0.030	0.170	25.30	2.47	1.64	0.47	147.00	0.009	0.004	
0.039	0.270	25.20	2.45	1.40	0.41	196.00	0.007	0.003	1.37
0.049	0.351	25.12	2.44	1.15	0.33	182.00	0.007	0.002	137.25
0.039	0.333	25.14	2.44						* Pendiente de la curva
0.030	0.306	25.16	2.45						
0.023	0.278	25.19	2.45						
0.018	0.248	25.22	2.45						
0.015	0.215	25.26	2.46						
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.0205	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-1.96E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

CONSOLIDOMETRO NO.2 MUESTRA 6, PROF. Z=3.65-3.80 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H_2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad a_v cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica m_v cm ² /kg	Tiempo de consolidación t_{90} (seg)	Coefficiente de consolidación C_v cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión C_c (adimensional)
0.012	0.000	25.55	2.11						
0.015	0.018	25.53	2.11	0.68	0.22	94.00	0.015	0.003	
0.018	0.034	25.52	2.10	0.61	0.20	66.00	0.021	0.004	
0.023	0.060	25.49	2.10	0.65	0.21	263.00	0.005	0.001	
0.030	0.127	25.42	2.09	1.28	0.41	252.00	0.005	0.002	
0.039	0.231	25.32	2.08	1.32	0.43	154.00	0.009	0.004	1.32
0.049	0.323	25.23	2.07	1.17	0.38	160.00	0.008	0.003	131.58
0.039	0.304	25.25	2.07						* Pendiente de la curva
0.030	0.274	25.28	2.08						
0.023	0.237	25.31	2.08						
0.018	0.198	25.35	2.08						
0.015	0.118	25.43	2.09						
Carga de preconsolidación $\sigma'_p =$				0.025	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-2.31E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

Tabla 5.2.6 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 7, PROF. Z=3.80-3.95 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Índice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.50	1.92						
0.015	0.014	25.49	1.92	0.50	0.17	52.00	0.026	0.005	
0.018	0.065	25.44	1.91	1.82	0.62	156.00	0.009	0.005	
0.023	0.145	25.36	1.91	1.91	0.66	152.00	0.009	0.006	
0.030	0.225	25.28	1.90	1.44	0.50	183.00	0.007	0.004	
0.039	0.311	25.19	1.89	1.01	0.35	147.00	0.009	0.003	1.35
0.049	0.378	25.12	1.88	0.80	0.28	206.00	0.006	0.002	135.14
0.039	0.366	25.13	1.88						* Pendiente de la curva
0.030	0.341	25.16	1.88						
0.023	0.313	25.19	1.89						
0.018	0.281	25.22	1.89						
0.015	0.257	25.24	1.89						
Carga de preconsolidación $\sigma'_d =$				0.016	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-1.94E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

CONSOLIDOMETRO NO. 2 MUESTRA 7, PROF. Z=3.80-3.95 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Índice de compresión Cc (adimensional)
0.012	0.000	25.60	2.03						
0.015	0.007	25.59	2.03	0.26	0.08	160.00	0.009	0.001	
0.018	0.020	25.58	2.03	0.48	0.16	112.00	0.012	0.002	
0.023	0.042	25.56	2.03	0.54	0.18	243.00	0.006	0.001	
0.030	0.105	25.50	2.02	1.18	0.39	153.00	0.009	0.004	
0.039	0.200	25.40	2.01	1.18	0.39	210.00	0.007	0.003	1.10
0.049	0.281	25.32	2.00	1.01	0.34	202.00	0.007	0.002	110.00
0.039	0.263	25.34	2.00						* Pendiente de la curva
0.030	0.241	25.36	2.00						
0.023	0.215	25.39	2.01						
0.018	0.184	25.42	2.01						
0.015	0.123	25.48	2.02						
Carga de preconsolidación $\sigma'_d =$				0.0245	cm ² /kg				
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$				-1.90E-02	(adimensional)	* Juárez B., 1965			

Tabla 5.2.7 PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN SUELO CONTAMINADO

CONSOLIDOMETRO NO. 1 MUESTRA 8, PROF. Z=3.95-2.10 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión C _c (adimensional)
0.012	0.000	25.47	1.76						
0.015	0.017	25.45	1.76	0.57	0.21	108.00	0.013	0.003	
0.018	0.054	25.42	1.75	1.25	0.45	184.00	0.007	0.003	
0.023	0.120	25.35	1.74	1.49	0.54	204.00	0.007	0.004	
0.030	0.189	25.28	1.74	1.18	0.43	177.00	0.008	0.003	
0.039	0.283	25.19	1.73	1.04	0.38	220.00	0.006	0.002	1.04
0.049	0.357	25.11	1.72	0.83	0.31	218.00	0.006	0.002	104.17
0.039	0.335	25.14	1.72						* Pendiente de la curva
0.030	0.313	25.16	1.72						
0.023	0.287	25.18	1.73						
0.018	0.263	25.21	1.73						
0.015	0.235	25.24	1.73						
Carga de preconsolidación $\sigma'_D =$		0.017		cm ² /kg					
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$		-1.80E-02		(adimensional)		* Juárez B., 1965			

CONSOLIDOMETRO NO. 2 MUESTRA 8, PROF. Z=3.95-2.10 m									
Esfuerzo vertical σ_{vi} (kg/cm ²)	Deformación de la muestra ΔH (mm)	Altura de la muestra H2 (mm)	Relación de vacíos e	Coefficiente de compresibilidad av cm ² /kg	Coef. de variación volumétrica mv cm ² /kg	Tiempo de consolidación t ₉₀ (seg)	Coefficiente de consolidación Cv cm ² /seg	Coefficiente de permeabilidad k cm/seg	Indice de compresión C _c (adimensional)
0.012	0.000	25.55	1.84						
0.015	0.017	25.53	1.84	0.58	0.21	134.00	0.010	0.002	
0.018	0.013	25.54	1.84	0.52	0.18	166.00	0.008	0.002	
0.023	0.068	25.48	1.83	0.82	0.29	298.00	0.005	0.001	
0.030	0.085	25.47	1.83	1.17	0.41	190.00	0.007	0.003	
0.039	0.227	25.32	1.82	1.07	0.38	240.00	0.006	0.002	1.55
0.049	0.196	25.35	1.81	0.87	0.31	186.00	0.007	0.002	155.00
0.039	0.285	25.27	1.81						* Pendiente de la curva
0.030	0.158	25.39	1.81						
0.023	0.231	25.32	1.82						
0.018	0.111	25.44	1.82						
0.015	0.132	25.42	1.83						
Carga de preconsolidación $\sigma'_D =$		0.022		cm ² /kg					
Coeficiente de proporcionalidad $\gamma =$		-2.96E-02		(adimensional)		* Juárez B., 1965		Promedio de $\gamma =$ -2.17E-02	

BIBLIOGRAFÍA

- ASTM**, 1993, “Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soil”, Designation D4318-84, *Annual Book of ASTM Standards*, Section 4: Construction, Vol. 04:08: *Soils and Rock: Dimension Stone: Geosynthetics*.
- ASTM**, 1993, “Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils”, Designation D2435-96, *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04:08: *Soils and Rock: Dimension Stone: Geosynthetics*.
- Das**, Braja M., 1985, “Advanced Soil Mechanics”, *The University of Texas at El Paso*, Ed. McGraw-Hill, Capítulo 5, pp. 290-319.
- Head**, K. H., 1988, *Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Test*, Volume 2, Chapter 14, pp. 651-730.
- Juárez** Badillo, Eulalio, y Rico Rodríguez, Alfonso, 1999, *Mecánica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Tomo I, Capítulo X y XIII.
- Mitchell**, James K., 1930, *Fundamentals of Soil Behavior*, Second Edition, Ed. John Wiley and Sons, Inc. Capítulo 10, pp. 179-180.