UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES

SEMINARIO TALLER DE MECANICA DE SUELOS Y EXPLORACIÓN GEOTECNICA

9 al 11 de setiembre de 1992

SEMINARIO TALLER DE MECANICA DE SUELOS Y EXPLORACIÓN GEOTECNICA

9 al 11 de setiembre de 1992

Primera Edición realizado por:

Ing. Antonio Campos Sigüenza e Ing. Oscar Vásquez Huamaní

CISMID-FIC-UNI, 1992

Primer Edición Versión digital realizado por:

Ing. Silene Minaya González

Docente Departamento de Mecánica de Suelos-FIC-UNI, Febrero 2002

PRESENTACIÓN

El **CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES (CISMID)** de la Facultad de Ingeniería Civil (FIC) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), es un centro de investigaciones y académico que estudia de manera multidisciplinaria en coordinación con instituciones afines, los desastres naturales que ocurren en el Perú y en los países del Area Andina; difunde los resultados y las técnicas desarrolladas en el CISMID y en otros países, particularmente en el Japón, con la finalidad de mitigar sus efectos.

El CISMID fue creado por la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI en acuerdo tomado por su Consejo de Facultad en Sesión del 16 de junio de 1986.

El **Comité Directivo** del CISMID, conformado por autoridades de la UNI y miembros de la representación Japonesa, determina la política a seguir y los programas anuales de actividades en el CISMID.

El **Comité Ejecutivo**, conformado por autoridades de la FIC y expertos de la Misión Japonesa, fija las prioridades de los proyectos de investigación, coordina la participación de sus miembros en los mismos y la aplicación de los resultados de los estudios por los sectores que queden afectados por desastres naturales. Aprueba los programas de estudio de los seminarios y cursos regulares.

Una de las actividades principales del CISMID es la **difusión** de los resultados de las investigaciones del Centro y de las técnicas desarrolladas en el Japón u otros países, mediante publicaciones, conferencias y programas de video TV.

Con el apoyo económico de la AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DEL JAPÓN (JICA) se han editado e impreso 8 publicaciones y fotocopiado numerosos Informes de Investigación, correspondientes a las actividades académicas mas importantes desarrolladas en el CISMID durante el año 1992.

La presente publicación SEMINARIO TALLER DE MECANICA DE SUELOS Y EXPLORACIÓN GEOTECNICA, corresponde a los trabajos presentados en el seminario realizado en el CISMID durante los días 9, 10 y 11 de setiembre de 1992.

Expresamos nuestro agradecimiento a las Instituciones, a los Expositores y Autoridades que han hecho posible la realización de dicho evento; asimismo a todos los participantes, quienes han dado realce al evento.

Expresamos un especial reconocimiento a la AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DEL JAPÓN (JICA) por su constante apoyo a todas las actividades del CISMID.

TABLA DE CONTENIDO

1. Experiencias con el Ensayo de Penetración Semi-Estática (Cono Holandés). 1
   Roberto Michelena Cárdenas

2. La Perforación Diamantina en la Exploración Geotécnica de Macizos Rocosos 17
   Ciro Arévalo Ortiz

3. Ensayo de Penetración Estándar (SPT). 39
   César Atala Abad

4. Ensayo de Consolidación. 59
   Angel Vergara Peña

5. Ensayos de Resistencia al Esfuerzo Cortante. 77
   Wilfredo Gutierrez Lázares

6. Ensayo Triaxial Dinámico 81
   Denys Parra Murrugarra

7. Ensayos de Refracción Sísmica y Medición de Ondas de Corte. 93
   Zenón Aguilar Bardales

8. Medición de Microtrepidaciones y su Análisis 107
   Juan Carlos Tokeshi Nagamine

9. ASTM Designación : D698-78 121
   Métodos de Ensayos Estándar para
   Determinar la Relación Húmedad-Densidad de Suelos y Mezclas
   de Suelo-Agregado Usando un Martillo de 2.49 Kg. (5.5 Lb)
   y una Caida de 305 mm. (12 Pulg).

10. ASTM Designación : D1194 131
    Método de Ensayo Estándar de Carga Estática para Capacidad Portante de Suelo.

11. ASTM Designación : D1556-82 145
    Método de Ensayo Estándar para
    Determinar la Densidad Humedad del Suelo In Situ por el Método del Cono de Arena.

12. ASTM Designación : D1557-78 157
    Métodos de Ensayos Estándar para
    Determinar la Relación Humedad-Densidad de Suelos y Mezclas de Suelo-Agregado Usando un Martillo de 4.54 Kg. (10 Lb) y una Caida de 457 mm. (18. Pulg).

13. ASTM Designación : D1586 167
    Método Estándar de Ensayo de
    Penetración y Muestreo de Suelos con Caña Partida.

14. ASTM Designación : D2166-66 175
    Métodos de Ensayo Estándar para la
    Resistencia a la Compresión No-Confinada de Suelo cohesivo

15. ASTM Designación : D2435-80 181
Norma Estándar de Ensayo para
Propiedades de Consolidación Unidimensional de Suelos

16. ASTM Designación : D2488-75 193
Práctica Estándar Recomendada para
La Identificación y Descripción de Suelos (Procedimiento Visual-Manual).

17. ASTM Designación : D2850-82 203
Método de Ensayo Estándar para la
Resistencia a la Compresión No-Consolidada No-Drenada de Suelos
Cohesivos en Compresión Triaxial.

18. ASTM Designación : D3080-72 213
Método Estándar para el
Ensayo de Corte Directo de Suelos Bajo condiciones Consolidadas Drenadas.

19. ASTM Designación : D3282 221
Práctica Estándar Recomendada para
La Clasificación de Suelos y Mezclas Suelo-Agregado para Propósitos de
Construcción de Carreteras.

20. ASTM Designación : D4318-84 229
Método Estándar de Ensayos para
Límite Líquido, Límite Plástico e Indice de Plasticidad de Suelos.

EXPERIENCIAS CON EL ENSAYO DE PENETRACIÓN SEMI-ESTATICA (CONO HOLANDES)

Ing. Roberto Michelena Cárdenas [*]

RESUMEN

Se presenta un rápido repaso de los métodos de interpretación de los resultados de los ensayos con el Cono Holandés tipo Gouda, se incluyen los métodos para determinar la Resistencia al corte en suelos cohesivos saturados, la relación de preconsolidación en suelos cohesivos saturados y suelos granulares, la correlación con el ensayo SPT y finalmente se efectúa un análisis de los resultados obtenidos en varios lugares del país. El resumen y las conclusiones incluyen recomendaciones para ampliar el intercambio de información entre los operadores de equipos de este tipo en el país, debido a la importancia que tiene el contar con estadísticas propias del medio.

1.0 DESCRIPCION DEL ENSAYO

El ensayo de penetración semi-estática con el cono Holandés (CPT) ha sido usado en Europa desde 1920. Desde 1960 ha sido introducido en los Estados Unidos y el primer equipo que llegó a nuestro país arribó en 1984.

El cono holandés es el ensayo de penetración estática más difundido. En la Figura No. 1 se puede observar el Cono Holandés Gouda y sus diversas partes, con una indicación de la forma en que pueden desplazarse éstas durante el ensayo.

El cono tiene dos juegos de barras, uno exterior hueco, de 36 mm de diámetro, y otro interior sólido de 15 mm de diámetro. Las barras poseen sendas roscas para unirse entre sí. La barra interior está conectada a la punta del cono, esta punta tiene 60º de ángulo en el vértice, un diámetro igual al de la barra exterior y un área de 10 cm². La barra exterior está conectada al cono, el cual puede correr libremente hasta 70 mm empujado por ésta.

Un accesorio muy importante es el Manguito de Fricción Begemann, este manguito tiene 150 cm² de área lateral y está dispuesto de tal manera que es arrastrado por el cono durante la última mitad de su carrera; es decir de los 70 mm de avance del cono, los primeros 35 mm los efectúa sólo y los siguientes 35 mm lo hace arrastrando consigo el manguito. Basta restar la primera lectura de la segunda para hallar el valor de la fricción local provocada por el Manguito Begemann.

En la parte superior de las barras, el extremo de éstas se conecta a un dispositivo hidráulico que puede aplicar carga indistintamente a la barra interior o a la exterior. Dos manómetros, uno para cada barra, permiten medir la carga aplicada a cada una de éstas en un momento dado.

La fuerza para introducir el cono era aplicada manualmente (por medio de poleas y cadenas) hasta hace unos años, hoy se utiliza la fuerza hidráulica. Esta fuerza se aplica con una bomba accionada por un motor de gasolina o diesel. El equipo que habitualmente opera el autor de este documento es de 2.5 T de capacidad de empuje y pesa sólo 80 Kg., puede ser transportado por avión o en un vehículo pequeño, a este cono se le denomina también Cono Gouda y es del tipo mecánico (no electrónico) impulsado por fuerza hidráulica. Antes de iniciar la prueba, es necesario anclar el equipo al terreno, esto se logra con unos espirales especiales o aplicando carga sobre la base.

---

[*] *Profesor de Geotécnia de la Universidad de Piura, Principal de Michelena, Repetto y Asociados S.A.*

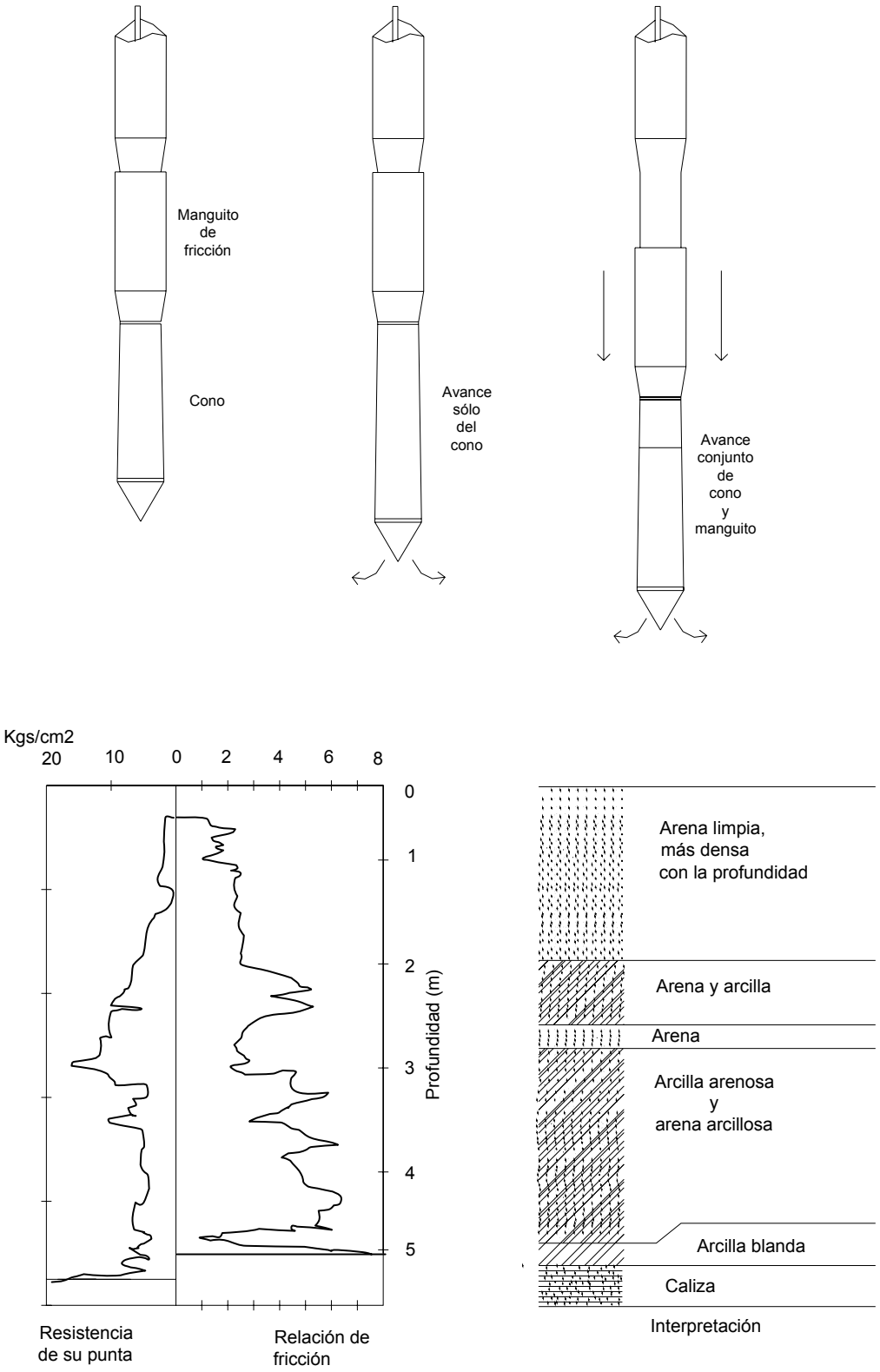


Figura No. 1.- Cono Holandés Tipo Gouda

Desde hace unos años se encuentran en el mercado equipos comerciales que efectúan la lectura de las presiones, la velocidad de avance y la profundidad por medios electrónicos, y adicionalmente tienen dispositivos para leer la presión de poros generada durante el ensayo (parámetro fundamental cuando se ensayan suelos finos). Estos equipos modernos llegan también a registrar automáticamente todo el ensayo en computadoras en el campo y efectuar una interpretación "in situ". A estos conos se les denomina electrónicos o Piezocono, y tienen incluso un perfil diferente al tradicional Cono Holandés de avance mecánico. La Fig. No. 2 muestra un Piezocono Típico.

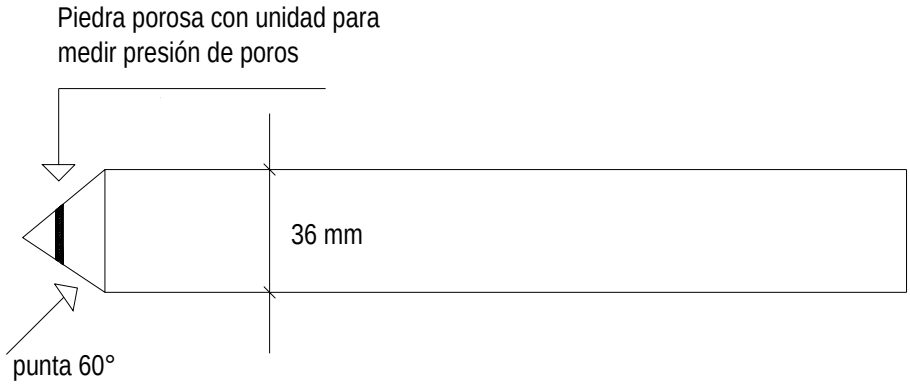


Figura No. 2 - Piezócono Típico

Existen las tres modalidades siguientes para efectuar sondeos con el cono Holandés mecánico:

- **Sondeo continuo con el cono sólo**.- Se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar continuamente el cono acompañado por los juegos de barras. Se mide la fuerza necesaria para efectuar este avance.

- **Sondeo discontinuo con el cono sólo**.- Se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar un tramo al cono sólo, sin que lo acompañe el juego de barras exteriores; así el cono puede avanzar en tramos de 50 mm, terminado cada tramo, se debe bajar el conjunto exterior de barras.

- **Sondeo discontinuo usando el manguito de fricción de Begemann**.- Se avanza el cono, en carreras de 70 mm, los primeros 35 mm los avanza sólo y los siguientes 35 mm arrastrando el manguito de fricción. La diferencia entre la segunda fuerza y la primera nos da la fuerza de fricción.

La fuerza de punta, dividida entre el área frontal del cono (10 cm²) es la Resistencia de Punta q_c. La fuerza de fricción, dividida entre el área lateral del manguito de fricción (150 cm²) es la Resistencia de Fricción Lateral f_1. La relación de fricción se da en porcentaje y es el cociente que resulta de dividir la resistencia de fricción entre la resistencia de punta.

Se han escrito muchos trabajos acerca de la correlación de los resultados del ensayo del cono holandés con la clasificación y las propiedades mecánicas de los suelos. Así por ejemplo, Begemann propuso el siguiente gráfico para la clasificación de suelos basada en los resultados con el cono holandés:

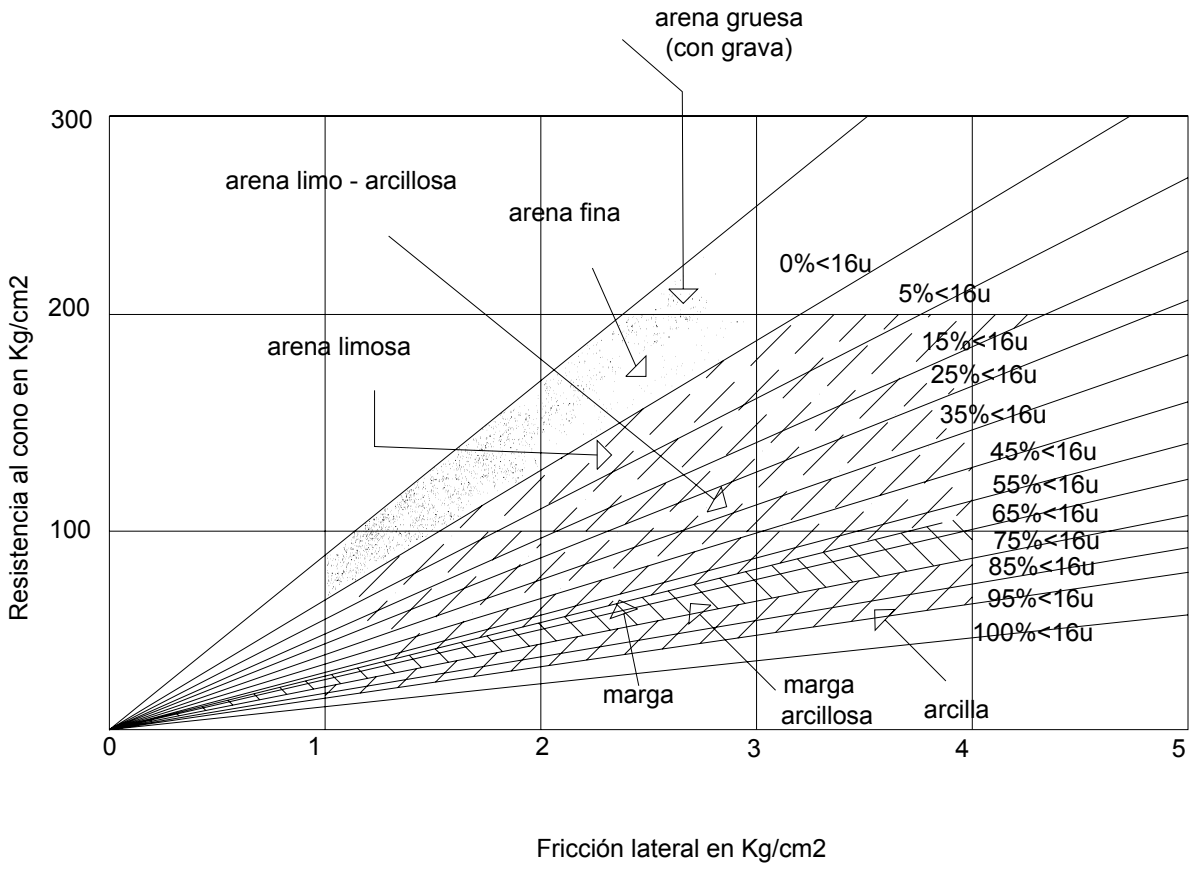


Figura No. 3 - Correlación entre la resistencia por la punta y el rozamiento medido en el manguito, para distintos tipos de suelos, según Begemann.

Otros autores, como Sanglerat (1972) ha proporcionado otras correlaciones para la clasificación de suelos con el cono holandés.

El cono holandés no fue diseñado originalmente como un instrumento para clasificar suelos, sino para obtener parámetros de resistencia utilizables en el cálculo de cimentaciones. El cono holandés no reemplaza a los sondeos, pero debido a que es un ensayo continuo, portátil, económico y sencillo, es usado para disminuir los costos de investigación de campo y afinar los resultados de los ensayos de campo convencionales.

La resistencia del cono es ampliamente usada para estimar el asentamiento y la presión admisible de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos y no cohesivos. De Beer (1945) proporcionó los primeros métodos para estimar el asentamiento de zapatas superficiales en suelos no cohesivos. Este método fue posteriormente modificado por otros autores (Meyerhof, Schmertmann, Hartman y Brown).

A pesar de que el ensayo con el cono holandés se puede considerar más un ensayo de resistencia que uno de compresibilidad, las predicciones de asentamientos con el cono holandés, en una comparación efectuada por Dikran, muestran una mayor precisión que la obtenida con la utilización de los valores N del Ensayo Estándar de Penetración.

Sanglerat (1972) ha publicado correlaciones entre la resistencia del cono y el coeficiente de compresibilidad m_v. Estos valores de resistencia y compresibilidad son usados en las ecuaciones normales para el cálculo de la carga de trabajo y el asentamiento de cimentaciones superficiales.

Para el cálculo de la carga de trabajo de pilotes en arena, es normal considerar que el cono holandés es un ensayo reducido de un pilote, el cual permite obtener valores bastantes precisos de la resistencia unitaria por punta y de la fricción lateral (Van der Veen y Boersm, 1957; Sanglerat, 1972).

1.1 Aplicaciones del Ensayo

Probablemente la aplicación más útil de CPT es proveer una definición de perfiles muy mejorada de los suelos especialmente cuando es usado en conjunción con perforaciones de investigación. La correlación de los ensayos del CPT con los suelos granulares incluye el ángulo de fricción, el módulo de compresibilidad, la densidad relativa y el OCR (Over Consolidation Ratio, o Presión Efectiva de Sobrecarga). Para suelos cohesivos saturados las correlaciones de q_c incluyen la resistencia al corte no drenada así como el OCR. Es importante recordar que las correlaciones de las propiedades del suelo con el CPT son fundamentalmente empíricas y que en principio son válidas únicamente para los datos base usados para establecer la correlación. En nuestro país, esta última información es clave debido a la gran importancia que tiene una correlación abundante para una mejor interpretación de los resultados con este equipo.

1.2 Influencia del Equipo

Antes del relativamente reciente desarrollo de los conos electrónicos, todas las correlaciones existentes en Europa se basaban en el uso del cono mecánico desarrollado en Holanda; mucha de las correlaciones entre el cono y las propiedades del suelo fueron desarrolladas para los datos procedentes del cono mecánico. Los dos sistemas difieren en el método usado para avanzar el cono y en el perfil del cono después de la punta. En las comparaciones hechas hasta la fecha se nota una clara diferencia entre los resultados de q_c con un mismo suelo cuando se utilizan el cono mecánico y el cono electrónico. Estas diferencias son particularmente apreciables en los rangos bajos de q_c. La diferencia se atribuye primordialmente al método de introducción del cono mecánico, que es un método incremental, comparado con la penetración continua empleada con el cono electrónico. El diferente perfil de los dos conos detrás de la punta, de alguna manera contribuye también a la diferencia en los datos. En el Perú el autor ha utilizado el cono electrónico en varias oportunidades en 1982.

2.0 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS DEL CONO HOLANDES

2.1 Interpretación en Suelos Arcillosos Saturados

De acuerdo a la experiencia europea y norteamericana (USA y Canadá), es posible mediante la debida correlación estadística con otros ensayos ya conocidos y probados, determinar los siguientes parámetros:

2.1.1 Historia de los Esfuerzos - Presión Efectiva de Sobrecarga

La historia de los esfuerzos de suelos granulares o cohesivos es usualmente escrita como la relación entre la presión efectiva de la sobrecarga (σ'_o) y la máxima presión pasada de consolidación (σ'_p). La relación σ'_o/σ'_p es definida como la Presión Efectiva de Sobrecarga (OCR). Este parámetro se ha encontrado que es un dato fundamental en el proceso de caracterización de los suelos.

Si se sospecha la presencia de suelos sobreconsolidados, en los conos mecánicos puede hacerse la verificación a partir de la determinación de la resistencia al corte no drenado (s_u) y su comparación con la presión efectiva de sobrecarga (σ'_o). Para ayudar en la interpretación de las posibilidades de consolidación de una arcilla saturada, se puede usar el gráfico de la Figura No. 4.

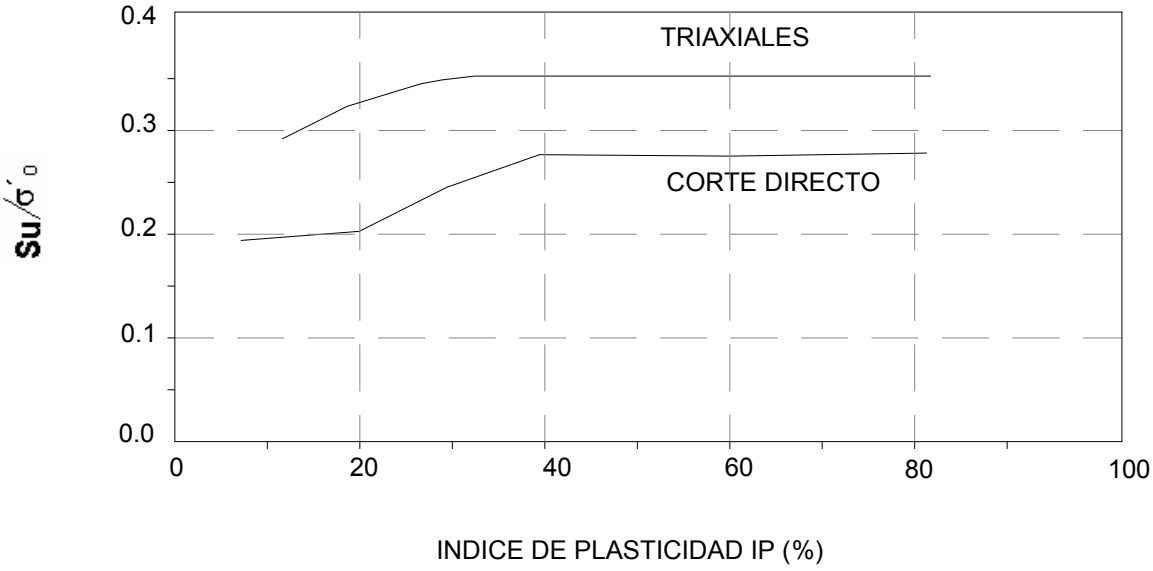


Fig. No. 4 - Su/σ'_o vs IP, de Triaxiales y Corte Directo

Este gráfico resume la relación entre Su/σ'_o y el IP de una variedad de arcillas normalmente consolidadas de diferente plasticidad. Es de observar que este gráfico (como muchos otros citados en este documento), han sido elaborados para arcillas de otros países.

Procedimientos de cálculo

$$OCR \quad \frac{\sigma_p}{\sigma_o}$$

Donde:

OCR	=	Presión Efectiva de Sobrecarga (Over Consolidation Ratio)
σ_p	=	Presión de preconsolidación
σ'_o	=	Presión vertical efectiva

a) Procedimiento 1

$$OCR \quad \left(\frac{\frac{S_u}{\sigma_o}}{K} \right)^{\frac{1}{n}}$$

donde:

K	=	$\frac{S_u}{\sigma_o}$ para OCR = 1. Se obtiene a partir de la Figura No. 4 con el IP.
IP	=	Indice de plasticidad
n	=	Factor de calibración del cono n = 3/4 si el cono se ha calibrado con ensayos de corte por medio de la veleta, pero será 2/3 si se usan ensayos triaxiales para la calibración. En nuestro caso (Aeropuerto Internacional del Cuzco - Chincheros), se ha usado n = 3/4.

b) Procedimiento 2

$$OCR \quad \left(\frac{\frac{S_u}{\sigma_o}}{K} \right)^{\frac{1}{n}}$$

donde:

K = $\frac{S_u}{\sigma_o}$ para OCR = 1. Se obtiene del gráfico $\frac{c_u}{\sigma_o}$ de la Figura No. 5, considerando $\frac{S_u}{\sigma_o} \quad 2\frac{c_u}{\sigma_o}$ **

IP = Indice de plasticidad

n = 3/4

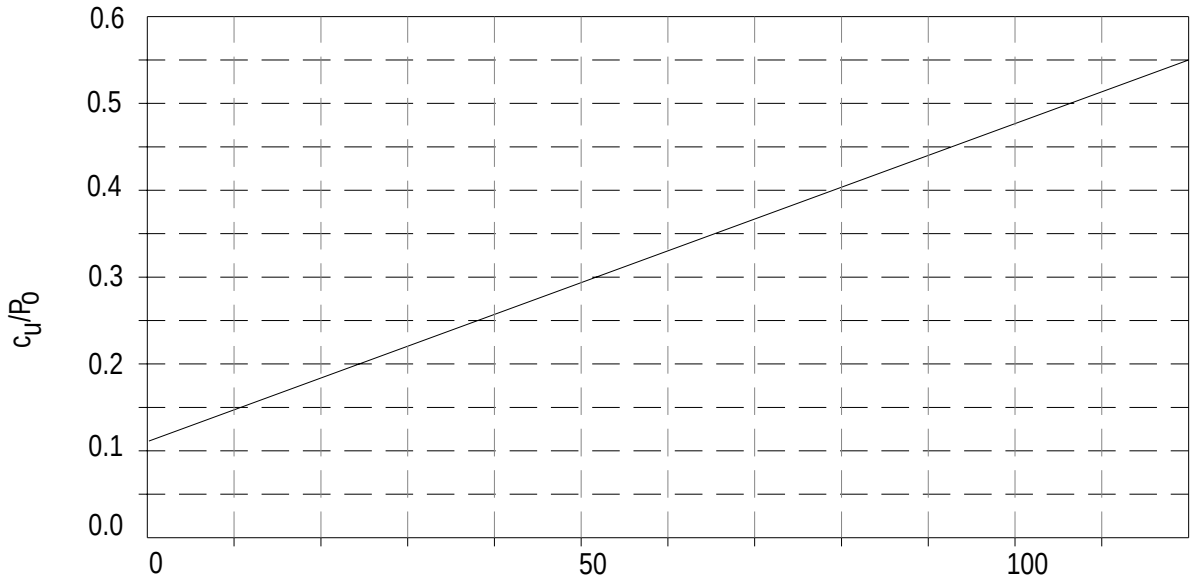


Fig. No. 5.- c_u/Po – IP para arcillas, normalmente consolidadas
(Skempton, 1957)

c) Procedimiento 3

$$OCR \quad \frac{\sigma_p}{\sigma_o}$$

** *En arcillas con sensibilidad > 4 y/o cuando la profundidad del muestreo es mayor a 10, se recomienda utilizar los resultados del ensayo de corte in situ por medio de la veleta como medio de calibración.*

donde:

$$\sigma_p \quad \frac{\frac{S_u}{2}}{0.11 \quad 0.0037 \quad IP}$$

IP = Indice de plasticidad

2.1.2 Determinación de la resistencia al corte no drenada (S_u)

La determinación de la resistencia al corte no drenado a partir de los resultados del ensayo con Cono Holandés en los suelos arcillosos saturados, ha sido evaluada teórica y empíricamente. La correlación más aceptada actualmente, es la desarrollada por Meyerhof (1961), Vesic (1975) y Baligh (1975), que se expresa de la siguiente forma:

$$q_c \quad N_k \, S_u \quad \sigma_o$$

donde:

q_c = Resistencia de punta del cono en unidades de presión.
S_u = Resistencia al corte no drenado a la profundidad de medición de qc.
σ_o = Presión vertical total a la profundidad de medición de qc.
N_K = Factor de cono

El factor de cono (N_K) depende de muchos factores, entre los cuales se puede mencionar el tipo de cono (mecánico o eléctrico), la velocidad de penetración del cono, el ensayo de referencia par evaluar s_u (ensayo con veleta o compresión simple) en la ecuación (4), el índice de plasticidad de los suelos, la sensibilidad de éstos, etc.

Se han efectuado muchos ensayos para correlacionar el factor N_K con las características de los suelos. Kjekstad et al (1978) investigaron el factor N_K para 147 muestras de arcilla preconsolidada de 10 zonas diferentes, utilizando el ensayo de compresión triaxial como referencia para s_u y la presión total de tapada en la ecuación (1). Los valores promedio de N_K de las zonas varían entre 14.5 y 19.6 con un promedio total de 17.3 y desviación estándar de ± 5; por lo que se puede considerar adecuado utilizar un valor de N_K igual a 17 para el caso de arcillas preconsolidadas.

Los ensayos efectuados por diversos investigadores en suelos arcillosos normalmente consolidados, a la fecha no son suficientes para determinar una correlación fija; sin embargo, en los resultados obtenidos se puede observar que el factor N_K decrece al aumentar el índice de plasticidad del suelo (Lunne et al, 1976).

a) Procedimiento 1

$$S_u \quad \frac{q_c \quad \sigma_o}{N_K}$$

donde:

q_c = Resistencia de punta del cono en unidad de presión.
σ_o = Presión vertical a la profundidad de medición de q_c.
N_K = Factor de Cono. En suelos preconsolidados N_K = 17, en suelos no Consolidados entrar a la Figura No. 6, donde N_K = f {IP}.

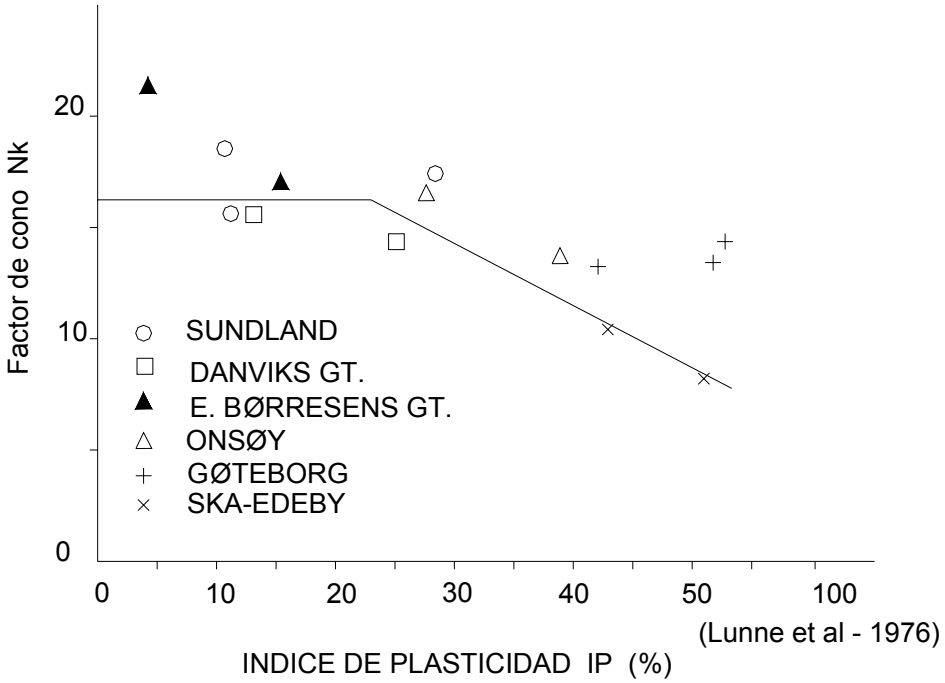


Fig. No. 6 - N_K vs IP en arcillas normalmente consolidadas escandinavas

b) Procedimiento 2

Este procedimiento indirecto, utiliza la correlación N >> q_c para llegar a la determinación de S_u.

$$N \quad \frac{q_c}{2}$$

$$c_u = 0.0625\ N \quad , \ S_u = 2c_u$$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el Ensayo Estandar de Penetración (ASTM D 1586)

c_u = Cohesión en condiciones no drenadas.

2.2 Interpretación en suelos granulares

2.2.1 Determinación de la relación de Preconsolidación

Conocemos hasta tres procedimientos para determinar la OCR en las arenas:

1) Procedimiento de la Densidad Relativa

Que se aplica por medio de la siguiente fórmula:

$$OCR \left(1.33 \left(\frac{q_c}{11.5\,\sigma_o^{0.7}\,10^{\frac{D_r}{77.5}}} \quad 1 \right) \quad 1 \right)^{2.32}$$

Donde:

$$D_r \quad 77.5 \left(\log \frac{q_c}{11.5} \quad 0.7 \ \log \sigma_o \right)$$

$$q_c \quad F \ q_c$$

$$F \quad \frac{1}{1 \ 3/4 \left(OCR^{0.42} \quad 1 \right)}$$

Este procedimiento lo tenemos en fase de experimentación, esperamos tener resultados que reportar en unos dos años más.

2) Procedimiento del Parámetro de Atracción, propuesto por jambu y Seneset (1974), no ha sido puesto en práctica por el autor.

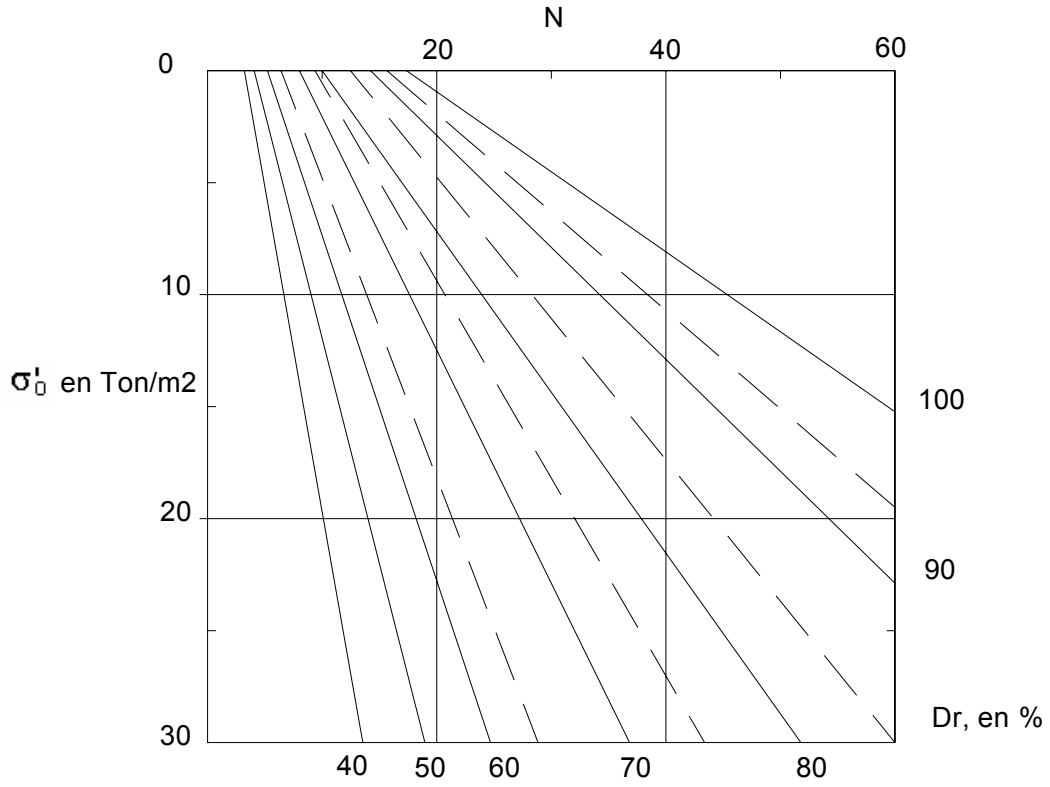
3) Procedimiento del Parámetro K_o, propuesto por Durgonoglu y Mitchell (1975), no ha sido puesto en práctica por el autor.

Una de las limitaciones con que contamos para probar los procedimientos establecidos para determinar el OCR en arenas, es aquella derivada de la capacidad del equipo (2.5 Ton) la que nos limita a su uso casi únicamente con arenas muy sueltas, las cuales no son precisamente las más adecuadas para determinar el OCR.

2.2.2 Determinación de la Densidad Relativa (D_r)

Por ahora estamos determinando la D_r de manera indirecta, usando para ello la determinación del valor de N, y seguidamente hallando D_r a partir de N y de σ'_o. Para ello utilizamos la siguiente tabla y gráfico consiguiente:

CLASIFICACION DEL SUELO	$\frac{q_c}{N}$
Arena Limosa	3.0
Arena media a fina	4.0



Dr	35	65	85	
	SUELTA	MEDIA	DENSA	MUY DENSA
ϕ	30	35	40	

Valores tentativos de ϕ para arena media uniforme como suelo típico

Fig. No. 7 - Relación D_r, N, σ'_o, φ

Para su uso, la tabla antes indicada debe ser confirmada con correlaciones in situ con el ensayo SPT; en nuestro caso en particular (arenas finas y arenas limosas de Pucallpa) el valor correlacionado fue de 4 y coincide con la experiencia reportada.

4.0 EXPERIENCIA NACIONAL

En esta charla me dispongo a relatar la experiencia de mi oficina con el uso del Cono Holandés, me referiré principalmente a la experiencia en los siguientes lugares:

- Cuzco
- Aeropuerto Internacional
- Puente de la Ciudad de Tinta
- Palmas del Espino (Uchiza)
- Pucallpa
- Paramonga

4.1 Conclusiones y Observaciones

Con respecto al OCR en suelos cohesivos saturados:

1. Con el procedimiento (1) siempre se obtienen resultados disparados.

2. Si se considera un valor de n = 1 (factor que depende de la calibración del cono) los resultados que se obtienen de los procedimientos (2) y (3) son muy aproximados.
Se recomienda escoger el procedimiento (3) ya que en (2) el valor de n que depende del cono es inseguro, mientras que en el (3) el procedimiento seguido se basa en una fórmula publicada y recomendada, aunque sea aproximada.

3. Es importante mencionar que tanto en los procedimientos (2) y (3) la influencia del IP asumido es importante y varía en el siguiente rango:

Para una variación ΔIP =5%, la correspondiente en ΔOCR = 7 a 11%

4. Los valores de la capa superior de suelos preconsolidados por desecación suelen ser muy elevados, se observa también en los gráficos presentados por el NAVDOCKS.

Con respecto a la resistencia al corte no drenado en suelos cohesivos saturados

1. Para suelos preconsolidados y suelos con un IP< 20, los resultados que se obtienen con los procedimientos (1) y (2) son bastante aproximados. De generalmente lo mismo usar cualquier alternativa. Se recomienda escoger el procedimiento (1) por ser el más conservador.

2. Para suelos normalmente consolidados y ligeramente preconsolidados y con índice de plasticidad mayor que 20 los resultados que se obtienen con el procedimiento (1) varían considerablemente con el IP y el γ asumido para cada estrato, pudiendo dar en algunos casos hasta resultados. Por lo tanto, es conveniente usar sólo el procedimiento (2).

3. Las correlaciones q_c - IP publicadas muestran gran dispersión. Esta variación se debe en parte a la diferencia en el tipo de ensayo de corte usado para determinar S_u; otros factores son el OCR, la alteración de la muestra, variaciones en la velocidad de avance del ensayo del Cono y la cantidad de Presión de Poros desarrollada durante el ensayo. Este último inconveniente se salva en parte con el uso del Cono Electrónico con medición de Presión de Poros.

Con respecto a la correlación con el ensayo SPT en suelos granulares:

Para las arenas finas y arenas de Pucallpa, el valor obtenido de la correlación ha sido de aproximadamente 4, lo cual es coincidente con los valores reportados.

En el cuadro No. 1, se observa el resultado de una de más de 20 correlaciones efectuadas en arenas limosas de Pucallpa.

Respecto a la aplicación de la clasificación de suelos de Begemann, basada en la relación entre q_c y f_1 la Fricción lateral en %. No aconsejamos su uso hasta que no se hayan desarrollado suficientes correlaciones para los suelos de nuestro país, sin embargo anticipamos su éxito en lugares como la selva Amazónica, donde el tipo y variedad de suelos limitada permitirá probablemente el uso del cono Estático para la clasificación de suelos.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda a las instituciones que operan penetrómetros de este tipo en nuestro país, realizar correlaciones sistemáticas con ensayos de laboratorio y de campo probados y poner dichos resultados en conocimiento de la colectividad especializada de nuestro medio. Solo así podremos contar con estadísticas confiables para la mejor interpretación de los ensayos.

RECONOCIMIENTO A: Pedro Repetto, quien inició estos trabajos, a Maggie Martinelli y a Edwin Vásquez quienes participaron en los trabajos de campo, análisis de la información obtenida y efectuaron resumenes de la bibliografía. A José Galvez Olaechea, quien tradujo la bibliografía principal.

BIBLIOGRAFIA

1. BALIGH, N.M., "Theory of deep site cone penetratrion resistance", Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil Engineering. Research report, R 75-56, 1975.

2. DE BEER, E., 1945. Etude des fondations sur pilotis et des fondations directes. L'appareil de pénétration en profondeur.- Annales des Travaux Publics de Belgique, Avril, juin et août 1945.

3. DURGONOGLU, H.T. and MITCHELL, J.K. (1975), "Static Penetration Resistance of Soils", ASCE-IMSP, Vol. 1.

4. GIBBS, H.J. and W.G. HOLTZ, "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", Memorias de la 4ta. Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. 1, pág. 35-39, Londres, 1957.

5. JAMBU, N. and SENNESET, K. (1974) "The Efective Stress Interpretations of in situ Static Penetration Test" Proc. ESOPT, Stockolm, Vol. 2.2.

6. KJEKSTAD, O., T. LUNNE and C.J.F. CLAUSEN, "Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated North Sea clays", Marine Geotechnology, Vol. 3, No. 4, 1978.

7. LUNNE, T., O. EIDE and J. de BUITER, "Correlations between cone resistance and vane shear strength in some scandinavian soft to medium stiff clays", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No. 4, 1976.

8. MEYERHOFF, G.G., "The ultimate bearing capacity of wedge-shaped Foundation", International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 5, Proceeding, Vol. 2, Paris, 1961.

9. MICHELENA, REPETTO y ASOCIADOS S.A. "Estudio de Mecánica de Suelos para el Nuevo Aeropuerto del Cuzco - Chincheros ", Lima, 1984.

10. MICHELENA, REPETTO y ASOCIADOS S.A., "Estudio de Mecánica de Suelos par fines de Cimentación para la Fábrica de Aceite Palmas del Espino", Lima, 1984.

11. MICHELENA, REPETTO y ASOCIADOS S.A., "Estudio de Suelos para la construcción de una canal de derivación en el Río Ucayali, Pucallpa".

12. MICHELENA, REPETTO y ASOCIADOS S.A., "Estudio de Suelos para un Tanque Elevado, Santa Lucía, Uchiza".

13. MICHELENA, REPETTO y ASOCIADOS S.A., "Programa Complementario de Auscultaciones para la Planta de Alkalis de Paramonga".

14. SCHMERTMANN, J.H., "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design", Federal Highway Administration, Report FMWA-TS-78-209, Washington, 1978.

15. TERZAGHI, K. and R. PECK, "Soil Mechanics in Engineering Practice", Second Edition - John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

16. VAN DER VEEN, C. and BOERSMA, L. 1957. The bearing capacity of a pile, predeterminated by a cone penetration test. Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 12-24 August, Vol. II. p.72-75.

17. VESIC, A.S., "Design of Pile Foundation", National Cooperative Highway Research Program - Synthesis of Highway Practice, Report, 42, Transportation Research Board, Wash D.C. 1975.

18. VILLET, C.B. and J.K. MITCHELL, "Cone Resistance, Relative Density and Friction Angle", Proceeding of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division at the ASCE National Convention St. Louis, Missouri, 1981.

CUADRO No. 1 - CANAL DE PUCALLPA - INTERPRETACION AUSCULTACION

Prof. (m)	q_c Kg/cm²	res. total	fric. Local	% fric	SUCS	IP	γ gr/cc	γ' gr/cc	N_K	σ_o Kg/cm²	σ'_o Kg/cm²	qu Kg/cm²	alpha	N	OCR
0.2	4.0	6.0	0.13	3.3	CL	10	1.75	0.75	13.8	0.04	0.04	0.58			56.0
0.4	4.0	5.0	0.07	1.7	CL	10	1.75	0.75	13.8	0.07	0.07	0.57			27.8
0.6	5.0	7.0	0.13	2.7	CL-ML	10	1.75	0.75	13.8	0.11	0.11	0.71			23.0
0.8	7.0	13.0	0.40	5.7	SP-SM	10	1.75	0.75	13.8	0.14	0.14	1.00			24.2
1.0	8.0	11.0	0.20	2.5	SP-SM		1.60	0.60		0.17	0.17		4	2	
1.2	16.0	22.0	0.40	2.5	SP-SM		1.60	0.60		0.20	0.20		4	4	
1.4	15.0	20.0	0.33	2.2	SP-SM		1.60	0.60		0.24	0.24		4	4	
1.6	20.0	25.0	0.33	1.7	SP-SM		1.60	0.60		0.27	0.27		4	5	
1.8	20.0	25.0	0.33	1.7	SP-SM		1.60	0.60		0.30	0.30		4	5	
2.0	21.0	25.0	0.27	1.3	SP-SM		1.60	0.60		0.33	0.33		4	5	
2.2	22.0	25.0	0.20	0.9	SP-SM		1.60	0.60		0.36	0.36		4	6	
2.4	30.0	45.0	1.00	3.3	SP-SM		1.60	0.60		0.40	0.40		4	8	
2.6	35.0	50.0	1.00	2.9	SP-SM		1.60	0.60		0.43	0.43		4	9	
2.8	45.0	60.0	1.00	2.2	SP-SM		1.60	0.60		0.46	0.46		4	11	
3.0	50.0	60.0	0.67	1.3	SP-SM		1.60	0.60		0.49	0.49		4	13	
3.2	55.0	65.0	0.67	1.2	SP-SM		1.60	0.60		0.52	0.52		4	14	
3.4	60.0	80.0	1.33	2.2	SP-SM		1.60	0.60		0.56	0.56		4	15	
3.6	50.0	65.0	1.00	2.0	SP-SM		1.60	0.60		0.59	0.59		4	13	
3.8	30.0	40.0	0.67	2.2	SP-SM		1.60	0.60		0.62	0.62		4	8	
4.0	15.0	22.0	0.47	3.1	SP-SM		1.60	0.60		0.65	0.65		4	4	
4.2	14.0	19.0	0.33	2.4	SP-SM		1.60	0.60		0.68	0.68		4	4	
4.4	15.0	21.0	0.40	2.7	SP-SM		1.60	0.60		0.72	0.72		4	4	
4.6	20.0	25.0	0.33	1.7	SP-SM		1.60	0.60		0.75	0.75		4	5	
4.8	17.0	22.0	0.33	2.0	SP-SM		1.60	0.60		0.78	0.78		4	4	
5.0	18.0	25.0	0.47	2.6	SP-SM		1.60	0.60		0.81	0.81		4	5	
5.2	20.0	25.0	0.33	1.7	SP-SM		1.60	0.60		0.84	0.84		4	5	
5.4	22.0	25.0	0.20	0.9	SP-SM		1.60	0.60		0.88	0.88		4	6	
5.6	25.0	35.0	0.67	2.7	SP-SM					0.91	0.91		4	6	
5.8	25.0	30.0	0.33	1.3	SP-SM					0.94	0.94		4	6	
6.0	20.0	30.0	0.67	3.3	SP-SM					0.97	0.97		4	5	

LA PERFORACION DIAMANTINA EN

LA EXPLORACION GEOTECNICA DE MACIZOS ROCOSOS

Ing. Ciro Arévalo Ortiz [*]

1.0 INTRODUCCION

La necesidad de conocer las condiciones geotécnicas al interior de un macizo rocoso han motivado el desarrollo de tecnologías diversas; así tenemos que, entre los métodos indirectos, la sísmica de refracción permite correlacionar las velocidades de las ondas sísmicas que atraviesan al macizo rocoso con su grado de conservación y fracturamiento, con cierto grado de confiabilidad, a bajo costo y con trabajos de corta duración; pero no permite conocer objetivamente las características constitutivas del macizo. Contrariamente, las galerías de exploración se constituyen en el procedimiento de exploración geotécnica que posibilita la observación al interior del macizo rocoso con el máximo detalle; sin embargo, los costos elevados que significan, disponen a las perforaciones diamantinas como un procedimiento para la obtención de muestras inalteradas de roca, para ser analizadas y/o ensayadas en laboratorio.

Además de la obtención de muestras, cuando las necesidades del proyecto lo requieren, durante la ejecución de los sondeos se pueden ejecutar ensayos in-situ, tales como: Carotage Sísmico (Down Hole, Up Hole y Cross Hole), fracturamiento hidráulico de la roca para determinar las direcciones de los esfuerzos principales in-situ, y pruebas de absorción de agua, tipo Lugeon. Así también los taladros practicados pueden ser aprovechados para la instrumentación: piezómetros, inclinómetros etc.

De los ensayos in-situ mencionados, la prueba de absorción de agua es la de práctica más frecuente en nuestro medio, por lo que en el presente trabajo se exponen los aspectos de mayor interés para su aplicación.

La exploración de macizos rocosos con perforaciones diamantinas en los proyectos de ingeniería civil, es actualmente de uso frecuente. La predicción del comportamiento de un macizo rocoso ante solicitaciones de cargas; la estimación de la magnitud de la distensión de la masa rocosa debido a excavaciones al interior de una formación rocosa, etc., tienen la necesidad de información de las características físicas y mecánicas del macizo rocoso que interesa a las obras a proyectarse.

La calidad de información que se obtenga durante la exploración de macizos rocosos con fines geotécnicos, tiene como condición la recuperación de muestras de roca con las siguientes características: Inalterabilidad (intactas) y representatividad del tramo perforado, los que se consiguen con un alto porcentaje de recuperación, de manera que permitan identificar las características constitutivas de la roca y de sus discontinuidades. La perforación diamantina adecuadamente ejecutada, permite la obtención de muestras con tales características.

2.0 EQUIPO DE PERFORACION DIAMANTINA

La perforación diamantina, que en sí corresponde a las perforaciones de tipo rotatorio, reciben tal designación debido a que para la horadación de la roca emplea coronas (brocas de sección anular) de acero con diamantes industriales integrados a una matriz de carburo de tungsteno.

---

[*] *Docente de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos*

El equipo de perforación está conformado por una máquina perforadora, que consiste en un motor que acciona un sistema de transmisión de rotación al cabezal de la máquina; y este, a su vez, a la tubería de perforación, a cuyo extremo se ubica la corona diamantina. El cabezal tiene autonomía de rotación de 360º en un plano vertical, que permite efectuar perforaciones con la inclinación que se elija.

El avance es activado por un sistema hidráulico, mediante pistones que se ubican en el cabezal de la máquina, con carreras de 0.60 m, generalmente.

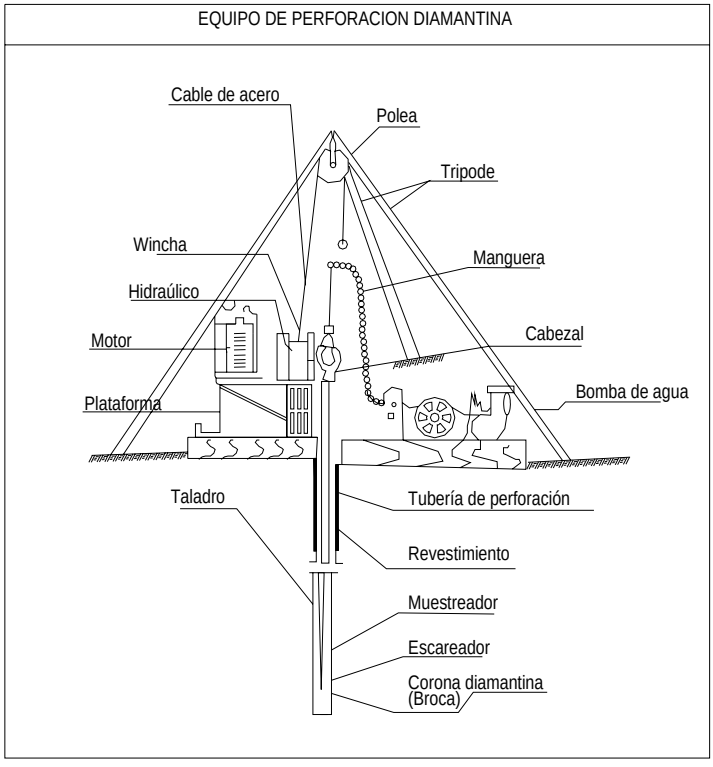
Los principales accesorios del equipo de perforación lo conforman un trípode que sostiene una polea, por donde se hace pasar un cable de acero, de unos 30 m de longitud, que va enrrollado a un winche, que por lo general está integrado a la máquina perforadora; todo este sistema facilita las maniobras al introducir o retirar del taladro las tuberías de perforación y revestimientos. El escareador, que se acopla inmediatamente detrás de la broca, tiene como finalidad mantener uniformemente el diámetro del taladro, no obstante que el diámetro externo de la corona se reduzca debido al uso.

Para la refrigeración de la broca y la remoción de los detritus producto de la perforación, se introduce agua al taladro por el interior de la tubería de perforación (circulación normal), impulsada por una bomba. El agua que se emplee deberá ser limpia, sin sólidos en suspensión, con la finalidad de evitar la contaminación del relleno de las fracturas; y más aún cuando se tengan que realizar pruebas de absorción de agua, puesto que el taponamiento de las fracturas por los finos en suspensión conducirán a resultados erróneos. Es recomendable que la bomba para el suministro de agua tenga una capacidad de no menos de 100 lt/min a una presión de 35 kg/cm^2.

En macizos intensamente fracturados y/o meteorizados se hace necesario el empleo de fundas metálicas o revestimientos, que se introducen en el taladro para controlar derrumbes en las paredes. Los diámetros de éstas están íntimamente relacionados con los de las brocas.

Las coronas diamantinas y los muestreados son de primera importancia en la perforación diamantina.

EQUIPO DE PERFORACION DIAMANTINA



2.1 Coronas Diamantinas

Las coronas diamantinas son brocas de sección anular, de manera que conforme avanza la perforación se talla una muestra de forma cilíndrica que se aloja en un muestreador (o portatestigo), inmediatamente detrás de la corona.

Los diamantes que se emplean en la fabricación de las coronas varían en calidad y tamaño, y la matriz que la sustenta es fabricada con durezas diferentes. La elección de un tipo de broca determinado estará en función de la dureza, abrasibidad, grado de fracturamiento y tipo de roca a ser perforado:

CUADRO No. 1 SELECCION DE CORONAS DE DIAMANTE

	Roca		Marga	Caliza	Dolomita	Pizarra	Esquisto	Arenisca Calcárea	Arenisca Cuarcítica	Mármol	Gneis	Cuarcita	Granito
Recomendaciones para diamantes y matrices	Calidad de Diamante	Extra							æ		æ	æ	æ
		Primera			æ	æ	æ	æ		æ			
		Segunda	æ	æ									
	Tamaño de los diamantes (piedras/quilate)	10-15	æ	æ						æ			
		15-20		æ		æ		æ					
		20-30			æ		æ	æ	æ	æ	æ		
		30-40							æ		æ	æ	æ
		40-60									æ	æ	æ
	Matriz	Normal	æ	æ	æ	æ				æ			
		Dura					æ	æ					
		Extradura							æ		æ	æ	æ

Las coronas son fabricadas con diámetros diferentes, que permiten la perforación de taladros escalonados, con la finalidad de reducir la vibración de la tubería de perforación, y en rocas fracturadas, evitar el estrangulamiento de la línea de perforación por el agotamiento del revestimiento, a causa del rozamiento con las paredes del taladro.

En el siguiente cuadro se indican los principales diámetros de las coronas de uso más frecuente en las exploraciones geotécnicas. Es oportuno indicar que las coronas BX y BQ se recomiendan excepcionalmente, ya que el diámetro final óptimo es NX o NQ. Los diámetros cuanto menores sean (AX, EX), inducirán a la fragmentación de la muestra.

CUADRO No. 2 DIAMETROS DE CORONAS

SISTEMA ESTANDAR			SISTEMA WIRE LINE		
DESIGNACION	DIAMETRO DE MUESTRA (mm)	DIAMETRO DE TALADRO (mm)	DESIGNACION	DIAMETRO DE MUESTRA (mm)	DIAMETRO DE TALADRO (mm)
BWG - BWM	42.0	59.9	BQ	36.5	60.0
NWG - NWM	54.7	75.7	NQ	47.6	75.8
HWG	76.2	99.2	HQ	63.5	96.0

En el sistema Estándar las últimas letras de la designación (G y M), indican el tipo de descarga del agua de circulación. La serie G corresponde a coronas con descarga lateral; el agua de circulación entra en contacto con la muestra por encima del frente de perforación, y se emplea donde el agua no erosiona ni altera las características de la muestra. La serie M corresponde a coronas de descarga frontal, de modo que la descarga del agua de circulación entra en contacto con la roca únicamente en el frente de perforación. Su empleo es recomendable en macizos fracturados y rocas blandas.

La serie Q corresponde al sistema Wire Line, sistema que se explicará en el siguiente numeral.

2.2 Muestreadores

Los muestreadores son barriletes de acero que se ubican entre la corona diamantina y la tubería de perforación. Sus longitudes generalmente varían de 0.60 m a 3.00 m y los diámetros se corresponden con los de las coronas a ser empleadas.

La particularidad de este accesorio que aloja a las muestras para su recuperación, son: Consiste de un tubo interior y otro exterior, concéntricos, con un espacio entre ellos que permite el paso del agua de circulación, de manera que la muestra sea preservada de humedecimiento continuo y erosión; cuenta con un sistema de rodamientos que permite la rotación del tubo exterior, mientras que el interior permanece estático, evitando la rotura de la muestra por torsión.

Los muestreadores del sistema Estándar pueden ser de la serie G o M, y la elección de una de éstas estará en concordancia con el tipo de broca a ser empleado, conforme a las características de la roca a ser perforada.

Los muestreadores del sistema Wire Line se asemejan en sus bondades a la serie M del sistema Estándar, con la ventaja adicional de que utiliza un sistema de seguros que permite la extracción del muestreador desde la superficie mediante un pescador unido a un cable de acero, sin necesidad de extraer la tubería de perforación, con la consiguiente economía de tiempo y esfuerzo. En el sistema Estándar es necesario retirar toda la tubería de perforación para acceder al muestreador.

3.0 PLANEAMIENTO DE LA EXPLORACION GEOTECNICA CON PERFORACIONES DIAMANTINAS

3.1 Programación de los Sondeos

Existen tres variables que son de primera importancia para la elaboración de un programa de sondeos diamantinos para las investigaciones geognósticas de un proyecto de ingeniería: número y ubicación de sondeos, profundidad y orientación.

3.1.1 Número y Ubicación de Sondeos.

El número y ubicación de los sondeos parten básicamente del conocimiento previo de las condiciones geológicas del sitio, obtenidas por métodos indirectos y levantamientos geológicos de superficie, prestando especial atención a las anomalías que se registren en el lugar. El número de sondeos también dependerá del nivel del estudio (pre-factibilidad, factibilidad, etc.) y de las características y funciones de la obra proyectada.

Así por ejemplo, en los sitios de proyectos de presas, si la geología local es homogénea, en una primera fase se programan investigaciones con sondeos cada 100 m ó 150 m para áreas de mediana extensión, ubicando los iniciales en los estribos y los siguientes hacia el centro. Si las condiciones geológicas son erráticas, determinadas por los estudios geológicos previos o a partir de los resultados de los primeros sondeos, la distancia entre ellos deberá reducirse.

3.1.2 Profundidad de los Sondeos.

La profundidad dependerá de las funciones y tipo de obra proyectada, y de las condiciones geológicas subterráneas del área estudiada.

Así tenemos que, al investigar un deslizamiento, el sondeo deberá alcanzar una profundidad tal que sobrepase algunos metros o decena de metros la probable superficie de falla predeterminada. En el caso de túneles deberá alcanzarse por lo menos el nivel de la rasante.

Cuando el propósito es investigar el comportamiento del material rocoso ante solicitaciones de carga, la perforación deberá llegar hasta una profundidad una y media vez el ancho de la superficie cargada, profundidad en que los esfuerzos normales netos inducidos son del orden del décimo de la sobrecarga impuesta. Si la superficie de carga es irregular, es necesario determinar la distribución de los incrementos de los esfuerzos verticales inducidos por la sobrecarga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada.

Si el objetivo es investigar la permeabilidad aparente del macizo rocoso, particularmente en presas, las perforaciones deberán alcanzar profundidades en que el valor Lugeón sea lo suficientemente bajo (1 Lugeón para presas de 30 m), o bien hasta que la perforación haya penetrado por lo menos 5 m en roca fresca y mínimamente fracturada.

3.1.3 Orientación de los Sondeos.

La orientación de un sondeo queda definido por la dirección e inclinación de la perforación. La inclinación está referida generalmente a un plano horizontal. La elección de la dirección de los sondeos dependerá de los objetivos que motivan a la exploración geotécnica, y en muchos casos será determinante para la economía en metrados, y consecuentemente reducción de costos.

Cuando el propósito es investigar a un macizo rocoso en el que se ejecutarán inyecciones de impermeabilización y/o "consolidación"[**] es conveniente que previamente se determinen los elementos de orientación de los sistemas de discontinuidades que lo afectan, mediante evaluaciones estadísticas con datos obtenidos en superficie. De esta manera podrán programarse sondeos perpendiculares a los principales sistemas de discontinuidades, consiguiéndose de esta manera que se intercepte el mayor número de fisuras por longitud de perforación. También se programan sondeos orientados cuando se desea investigar fallas a una profundidad determinada, con el menor metrado de perforación.

Para túneles, es conveniente que se ejecuten sondeos horizontales en los sitios previstos para los portales, siguiendo la dirección del trazo, más aún si el encampane es de cientos de metros; de esta manera se aprovechará directamente la información que se obtenga desde el primer metro de perforación, y podrán apreciarse las variaciones en el grado de conservación de la roca con la profundidad, variaciones que interesan especialmente a los proyectos de tunelería.

3.2 Selección de Máquinas Perforadoras:

Otro aspecto que es importante tener en cuenta en el planeamiento de las exploraciones geotécnicas con perforaciones diamantinas, es la elección del tipo de máquina que garantice que se llegue a la profundidad deseada con el diámetro preestablecido. Las profundidades máximas que se pueden perforar con una máquina estará en relación directa con su potencia.

No siempre una máquina con mayor potencia es la óptima para la ejecución de un sondeo determinado; para sondeos poco profundos debe tenerse en cuenta que el traslado de una máquina pesada tiene mayor dificultad que el de una ligera, perdiendo competitividad desde el momento en que con ambas puede alcanzarse la profundidad deseada.

Así tenemos, por ejemplo, para las máquinas perforadoras marca Longyear, las siguientes son las profundidades máximas que pueden lograrse con los diámetros indicados, de acuerdo a los modelos de fabricación:

MODELO	DIAMETRO DE PERFORACION		
	HQ	NQ	BQ
Longyear 24	--	40 m	70 m
Longyear 34	250 m	400 m	480 m
Longyear 38	450 m	600 m	850 m
Longyear 44	650 m	1000 m	1250 m

4.0 MANIPULACION DE TESTIGOS

Los testigos que se extraen de la perforación, son colocados en cajas de madera preparadas para tal fin, convenientemente identificadas con el nombre del Proyecto, número del sondeo, ubicación, intervalo de perforación de las muestras, fecha etc. El interior está dividido en canales limitados por tabiquería de madera, cuyos anchos corresponden al diámetro de las muestras a colocar. Las muestras de cada tramo perforado son separadas con tacos de madera donde se anotan la profundidad a que corresponden.

[**] *El término "consolidación" utilizado tiene un significado diferente al utilizado para indicar la consolidación de suelos en Mecánica de Suelos.*

Es importante que la manipulación de las muestras, tanto al ser extraídas de los muestreadores y dispuestas en las cajas de madera, así como al ser trasladadas éstas para su almacenamiento, tengan que ser tratadas con cuidado, procurando evitar la disturbancia de éstas. El almacenamiento deberá hacerse en ambientes con un mínimo contenido de humedad.

Un archivo fotográfico de las cajas con las muestras darán una buena información de los testigos, sobre todo tiempo después, cuando las muestras ya se hayan deteriorado, o cuando no se disponga en el momento las cajas con las muestras.

5.0 REGISTROS DE PERFORACION

El registro de perforación es un formato adecuado para las anotaciones de las características de la perforación, informaciones obtenidas a partir de los testigos y los resultados de los ensayos ejecutados.

Como puede apreciarse en el Anexo No. 1, en el encabezado se indican información general del sondeo, tales como: Nombre del Proyecto, cota de la boca del taladro, coordenadas, profundidad final, designación o número del sondeo, etc.

En la parte que corresponde al registro de perforación en sí, se anotan, en función de la profundidad, los diámetros de perforación empleados, los revestimientos instalados, la profundidad del nivel freático, el porcentaje de retorno del agua de circulación, el tramo del que se obtengan muestras especiales o testigos de roca retiradas de la caja de muestra para que sean analizadas en laboratorio, etc; además de la siguiente información que se explica a continuación:

Recuperación de Muestra y RQD.

La recuperación de la muestra se representa gráficamente, siendo ésta una relación porcentual entre la longitud de la muestra recuperada respecto a la longitud del tramo perforado:

$$\text{Recuperacion de muestra}\,(\%) \quad \frac{\text{Long. de muestra recuparada}}{\text{Long. del tramo perforado}} \times 100$$

El RQD (Rock Quality Designation), es una medida del grado de fracturamiento del macizo rocoso, propuesta por Deere, D. (1964), que se expresa como una relación porcentual de la sumatoria de los testigos carentes de discontinuidades naturales mayores que 10 cm, y la longitud del tramo perforado; en el Registro de Perforación se representa también gráficamente, diferenciándolo de la Recuperación de Muestra, con un achurado diferente.

$$\text{RQD}\,(\%) \quad \frac{\text{Long. de testigos sin discontinuidades} > 10\,\text{cm}}{\text{Long. del tramo perforado}} \times 100$$

De acuerdo al RQD, un macizo rocoso es calificado de la siguiente manera, en función del grado de fracturamiento.

RQD	CALIDAD DE ROCA
< 25%	Muy mala
25 - 50%	Mala
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Buena
90 - 100%	Muy buena

Perfil Geológico.

En esta parte del formato se representa gráficamente los testigos de perforación obtenidos, diferenciándose los tipos litológicos con simbologías cuyos significados son indicados al pie del formato. Se representan las estructuras, tales como fracturas, fallas, estratificación, contactos litológicos, etc; y algunas otras características geológicas de interés.

Descripción de los Testigos.

Para la descripción de los testigos de perforación es necesario definir tramos que tengan características un tanto homogéneas; anotándose el tipo litológico, color, textura, composición mineralógica (macroscópica), grado de meteorización, etc.

Los tipos de discontinuidades geológicas deberán diferenciarse, y se describirán las características físicas de éstas, tales como: abertura, tipo de material de relleno, rugosidad de las paredes, inclinación respecto al eje de perforación, etc. La información que se consigne deberá ser concisa y clara.

Parámetros de Roca.

Los aspectos que se consideran en esta parte del registro corresponden al grado de fracturamiento, grado de meteorización y grado de dureza (resistencia) de la roca, referidos con signos convencionales cuyos significados están comprendidos dentro de las recomendaciones del ISRM (International Society of Rock Mechanics) para la descripción de macizos rocosos (Cuadros No. 3, 4 y 5).

CUADRO No. 3

GRADO DE FRACTURAMIENTO DE LA ROCA (ISRM, 1978)

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m)	CALIFICACION
F-1	> 2.00	Masivo
F-2	0.60 - 2.00	Poco fracturado
F-3	0.20 - 0.60	Fracturado
F-4	0.06 - 0.20	Muy fracturado
F-5	< 0.06	Triturado

CUADRO No. 4

GRADO DE METEORIZACION DE LA ROCA (ISRM, 1980)

GRADO	DESCRIPCION	CALIFICACION
M-1	No se ven signos de meteorización del material rocoso, tal vez ligera decoloración sobre las superficies de las discontinuidades principales.	Fresca (sana)
M-2	La decoloración indica meteorización del material rocoso y de la superficie de las discontinuidades. Todo el material rocoso puede estar decolorado por meteorización y puede ser algo más débil externamente que en su condición fresca.	Ligeramente Meteorizada
M-3	Menos de la mitad del material rocoso está descompuesto y/o desintegrado un suelo. Roca fresca o decolorada está presente aún, como un esqueleto continuo o como núcleos de roca.	Moderadamente Meteorizada
M-4	Más de la mitad del material rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. Roca fresca o decolorada está presente aún, formando un esqueleto discontinuo o como núcleos de roca.	Intensamente Meteorizada
M-5	Todo el material rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. La estructura original del macizo es aún en gran parte reconocible.	Completamente Meteorizada

CUADRO No. 5

GRADO DE DUREZA DE LA ROCA

ENSAYO DE INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE LA ROCA, (ISRM, 1978)

GRADO	CLASIFICACION	INDENTIFICACION	RANGO APROX. DE RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL (MPa)
D-0	Roca extremadamente débil	El espécimen es indentado por la uña del dedo pulgar.	0.25 - 1.0
D-1	Roca muy débil	Se desmorona con golpes firmes con la punta del martillo de geólogo. Puede ser descarillado con un cuchillo de bolsillo.	1.0 - 5.0
D-2	Roca débil	Se descarilla con dificultad con un cuchillo de bolsillo; indentado poco profundo con golpes firmes con la punta del martillo de geólogo.	5.0 - 25.0
D-3	Roca moderadamente resistente	No se puede raspar o descarillar con un cuchillo de bolsillo. El espécimen puede ser fracturado con un solo golpe firme de martillo.	25.0 - 50.0
D-4	Roca resistente	El espécimen requiere más de un golpe de martillo para ser fracturado.	50.0 - 100.0
D-5	Roca muy resistente	El espécimen es fracturado con muchos golpes de martillo.	100.0 - 250.0
D-6	Roca extremadamente resistente	El martillo produce solamente descarillado de la muestra. Sonido metálico del golpe.	> 250.0

Pruebas Lugeón.

En esta parte del registro se representa gráficamente los resultados de cada una de las pruebas de absorción de agua que se hayan ejecutado en la perforación, y de ser el caso se anota el valor Lugeón extrapolado o representativo. Se asigna una columna para la anotación de las presiones efectivas de la prueba, y otra columna donde se ubicarán las absorciones de agua correspondientes a cada estadío de presión.

En el siguiente acápite se exponen sucintamente aspectos generales que interesan a las pruebas de absorción de agua tipo Lugeón.

5.0 PRUEBAS DE ABSORCION TIPO LUGEON

Las pruebas de absorción tipo Lugeón permiten evaluar un tramo del macizo rocoso sometido a presiones de agua y, con ello, su permeabilidad frente a percolaciones a través de sus fisuras. El procedimiento consiste en inyectar agua a un tramo de perforación, con diferentes niveles o estadios de presión, de manera ascendente y descendente; son necesarios por lo menos tres estadios de presión: máxima, intermedia y mínima.

Originalmente la presión máxima empleada era de 10 kg/cm^2. En la actualidad se recomienda someter al macizo rocoso a presiones de prueba máximas que estén por debajo de la carga litostática que soporta el tramo de ensayo, para evitar la disturbancia del macizo. Las cargas litostáticas pueden estimarse con un p.e = 2.5 para roca sana, fresca, y 1.5 para roca alterada. La presión intermedia será la mitad de la presión máxima, y la mínima 0.1 kg/cm^2.

Las presiones se consiguen mediante el bombeo de agua a tramos de ensayos relativamente cortos que están confinados por un obturador o "Packer". Con la finalidad de estabilizar las lecturas en el manómetro, e impedir que el campo de variación de las oscilaciones sean mayores que el 10% del valor a ser leído, se emplean "botellas de estabilización".

Los gastos de agua se registran cada minuto, y un estadio de presión de prueba se da por concluido cuando se obtienen caudales con variaciones menores que el 10%, durante 10 minutos consecutivos.

La unidad Lugeón es una unidad de absorción, y es igual a 1 litro de agua absorbida en un minuto por metro de tramo de ensayo, a una presión efectiva de 10kg/cm^2.

$$1 \text{ Lugeón} = 1 \text{ lt/m/min a } 10 \text{ kg/cm}^2$$

5.1 Preparación del Bulbo de Ensayo y Procedimiento de Prueba.

Alcanzada la profundidad programada para el ensayo, se procede a lavar el sondeo y se mide el nivel freático..

Se instala el equipo conforme a la ilustración que aparece en el Registro de Prueba Lugeón, en el Anexo N 2, haciendo descender el obturador a la parte superior del tramo de ensayo, cuidando que esté ubicado en roca no fracturada o con un mínimo de fracturas. El obturador, que puede ser de jebe o neumático, al expandirse deberá confinar herméticamente el tramo de ensayo.

Una vez instalado el equipo de prueba, se bombea agua al taladro, controlando que en el manómetro la aguja se estabilice en la presión mínima pre-establecida. Una vez conseguida la estabilización, que es posible con dos válvulas, una de suministro de agua y otra de desfogue, se mide el consumo por unidad de tiempo. Mediante la diferencia de lecturas del hidrómetro, se obtiene el caudal en lt/min, empleándose para fines de los cálculos el promedio de 10 lecturas estabilizadas.

Terminado el 1er estadío de presión mínima, se continúa con el mismo procedimiento con las presiones media y máxima, y luego se desciende a las presiones media y mínima.

El formato del Anexo No. 2, tiene por finalidad también, la anotación de los datos de la prueba, durante su ejecución.

5.2 Cálculos de la Prueba y Gráfico de Resultados.

5.2.1 Cálculo de la Presión Efectiva.

La presión efectiva (PE) se define como el resultado de la suma algebraica de las presiones actuantes: Presión Manométrica (PM), Carga Hidráulica (H) y Pérdida de Presión o Pérdida de Carga (P)

$$PE \quad PM \quad \Delta H \quad \Delta P$$

La presión manométrica se produce con el equipo de bombeo y el confinamiento del fluido por debajo del obturador. Su valor se obtiene directamente de la lectura del manómetro, y siempre es positiva.

La carga hidráulica es la presión hidrostática producida por la columna de agua comprendida entre el manómetro y la mitad del tramo de ensayo (bulbo), cuando el nivel freático no ha sido alcanzado; cuando esto ocurre, será la columna de agua comprendida entre el manómetro y el nivel freático. 1 metro de columna de agua equivale a 0.1 kg/cm^2 de presión.

La pérdida de carga se origina en la fricción del fluido con la superficie interna de la tubería que conduce el agua de ensayo. Para la determinación de este parámetro existen ecuaciones como la de Strickler, y se han elaborado ábacos teóricos o experimentales, siendo los de mayor confiabilidad estos últimos.

El ábaco Caudal-Pérdida de Carga (Cuadro No. 6), relaciona a estos parámetros para una tubería galvanizada de 1 pulgada de diámetro, con una longitud de 100 m.

Para el cálculo de la pérdida de carga para una longitud 1 y un caudal Q cualquiera, se procede de la siguiente manera:

1. En el ábaco del Cuadro No. 6, con el caudal Q se obtiene la pérdida de carga (□P) correspondiente.
2. El valor de P obtenido se multiplica por la longitud 1 en cuestión, y se divide entre 100.

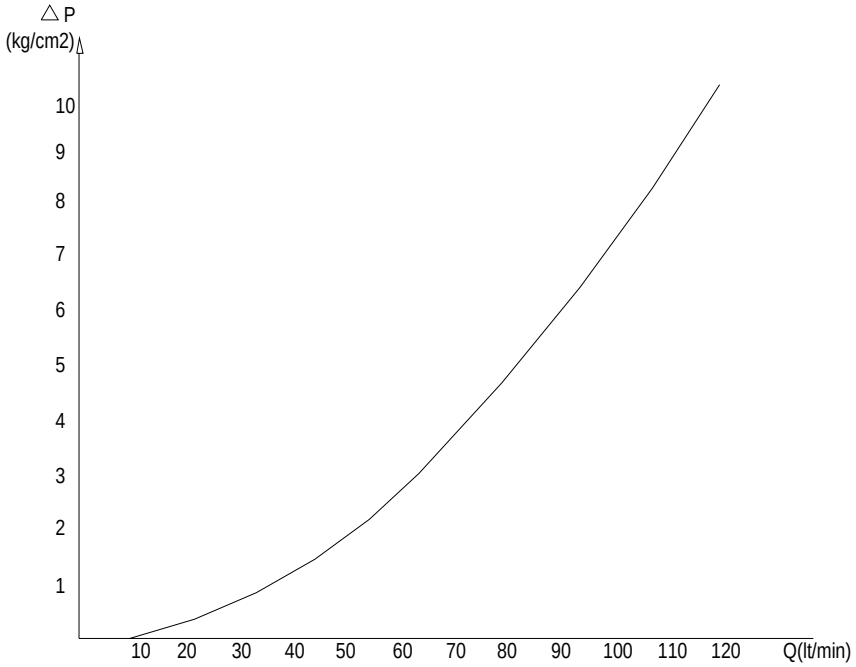
$$Pe \quad \frac{P \times 1}{100}$$

Para la determinación de la presión efectiva es de particular interés que se tenga en consideración la pérdida de carga, sobre todo cuando los caudales y la longitud de la tubería sean grandes, y el diámetro de ésta menor que 2 pulg., puesto que para diámetros mayores las pérdidas de carga son despreciables.

CUADRO No. 6

ABACO DE CAUDAL - PERDIDA DE CARGA PARA

TUBERIA GALVANIZADA DE 1 PULG Y LONGITUD DE 100 M



Q (lt/min)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
△P (kg/cm2)	0.1	0.3	0.7	1.3	1.9	2.7	3.7	4.8	6.2	7.5	9.1	10.6

5.2.2 Cálculo de la Absorción.

La absorción es el promedio de los caudales obtenidos durante 10 minutos para uno de los estadíos de presión, dividido entre la longitud del tramo de ensayo (lt/m/min).

5.2.3 Gráfica de los Resultados.

Los valores de absorción y presión efectiva son graficados en un sistema cartesiano, tal como se ilustra al pie del formato adjunto. El tipo de curva que se obtenga resulta ser importante para la interpretación del tipo de flujo y procesos físicos que pueden producirse a lo largo de las fracturas, durante el ensayo.

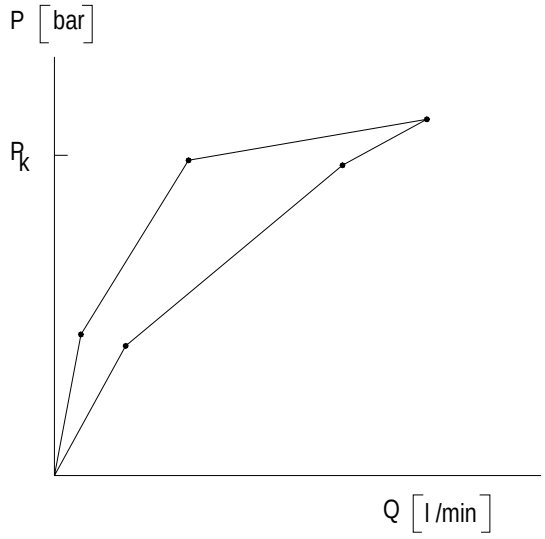
5.3 Interpretación de Resultados.

A partir de las curvas anteriormente señaladas, se puede determinar lo siguiente:

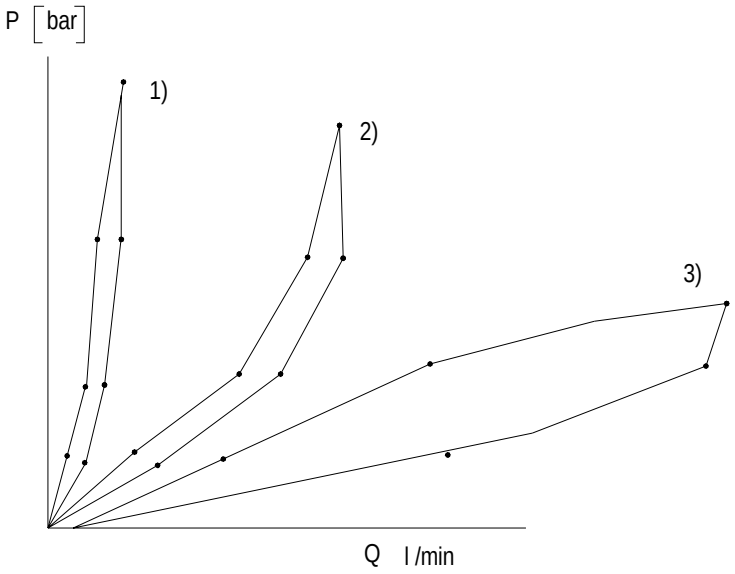
1. Determinación Cuantitativa del Punto de Retorno.- El valor del punto de retorno de la curva Absorción-Presión Efectiva permite conocer la presión máxima que resiste el macizo rocoso sin alterar sus condiciones estructurales internas. con absorciones iniciales pequeñas, esta presión puede ser apreciada cuantitativamente si la resistencia del macizo está por debajo de las presiones aplicadas; si la absorción desde el inicio es grande, o se produce una curva del Tipo Flujo Turbulento, esta presión máxima no puede apreciarse dentro de un rango determinado.

CUADRO No. 7

DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DEL PUNTO DE RETORNO



El punto de retorno P_k puede apreciarse cuantitativamente



El punto de retorno no puede apreciarse cuantitativamente

1. La resistencia de la roca es muy alta
2. La perdida por friccion es grande.
3. La absorcion es muy grande.

2. Interpretación de las Curvas Absorción-Presión Efectiva.- La gráfica Absorción-Presión Efectiva de un ensayo Lugeón, puede estar asociada con cualquiera de los cinco casos siguientes, cuyas representaciones están en el Cuadro No. 8.

   Flujo Laminar.- Los valores de la absorción y presiones efectivas guardan una relación lineal; es decir, que la absorción es proporcional a la presión efectiva. Este hecho se debe a que las fracturas son finas y el relleno se entiende que es granular y, consecuentemente, el consumo por fractura es igual. Normalmente está asociado a valores Lugeón menores que 3UL*[1]

   Flujo Turbulento.- La absorción correspondiente a la presión máxima es relativamente menor que la de las presiones intermedias y mínimas, y responde a que las fracturas son de diferente grosor. Generalmente está asociado a valores Lugeón mayores que 4UL*.

UL.- Valor Lugeón representativo (numeral 5.2.4).*

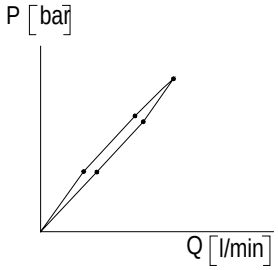
Dilatación.- En este caso, cuando la roca es sometida a la presión máxima, hay una dilatación temporal de la abertura o se comprime momentáneamente el relleno por efectos de la presión del agua; entonces, la absorción para este estadío es sensiblemente mayor, en términos relativos, que en los otros. Es un proceso reversible, y la abertura será "elástica".

Erosión.- El material fino del relleno de fracturas es lavado por el agua de ensayo, incrementándose el volumen útil de poros o de fisuras en el tramo del macizo rocoso ensayado y, con ello, la absorción se incrementa relativamente con el tiempo. En este caso la curva Absorción-Presión Efectiva se ensancha y las flechas apuntarán en sentido horario.

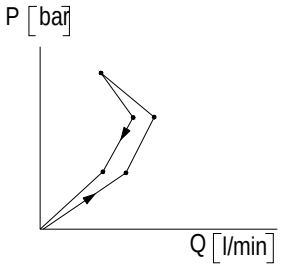
Relleno.- Por efecto de la colmatación de los finos que pudiera acarrear el agua de ensayo, o bien del mismo material erosionado y redepositado del relleno de fracturas, las aberturas se semiciegan o taponan a medida que transcurre el ensayo; la absorción, consecuentemente, decrecerá en función del tiempo. También, en este caso, la curva Absorción-Presión Efectiva se ensancha, pero las flechas apuntarán en sentido antihorario. Otro factor que puede atribuírsele a este tipo de curva es que la disminución de la absorción se deba a la resistencia capilar de penetración del agua en fracturas finas. Este factor puede discriminarse con una saturación total; pero no siempre es posible.

CUADRO No. 8

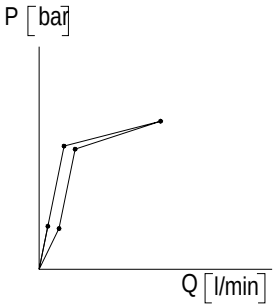
TIPOS DE CURVA PARA LA INTERPRETACION DE LOS ENSAYOS LUGEON



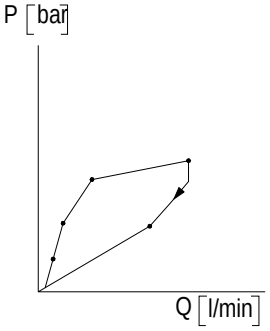
Flujo Laminar: Fracturas finas



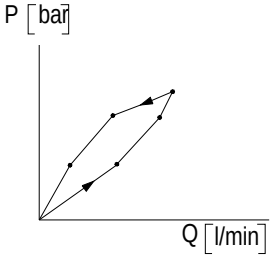
Flujo Turbulento: Fracturas heterogéneas en grosor



Dilatación: Dilatación temporal de la fractura o compresión del relleno por la presión del agua



Erosión: Lavado del relleno de fracturas



Relleno: Taponamiento de fracturas por materiales finos.

5.2.4 Determinación del Valor Lugeón Representativo (UL*)

Según la experiencia de numerosos autores, entre ellos Houlsby (1976), no siempre resulta ser representativo el valor Lugeón correspondiente a la mayor presión efectiva aplicada. Por el contrario, los valores obtenidos a partir de las presiones medias y bajas serían los más representativos.

En el Cuadro No. 9 se explica claramente el procedimiento para la elección de la absorción y presión efectiva a considerarse en la extrapolación a 10 kg/cm^2, para la obtención del valor Lugeón representativo UL*, en dependencia del tipo de curva característica que se obtenga para un ensayo determinado.

Una vez elegido el valor Lugeón representativo, dicho valor se califica de la siguiente manera:

0 - 1 UL*	-	muy favorable
1 - 3 UL*	-	favorable
3 - 10 UL*	-	desfavorable
> 10 UL*	-	muy desfavorable

Como se ha visto oportunamente, cuando UL* < 3 el flujo es laminar, las fracturas finas, y normalmente no requieren de inyecciones de cemento para mejorar la calidad del macizo rocoso y/o impermeabilizarlo.

Cabe señalar que 1 Lugeón es equivalente a 1.03×10^{-5} cm/seg.

BIBLIOGRAFIA

1.- ALBARRAN ASCENCIO, J. (1983), "Exploración, Muestreo y Ensayo Geotécnico". División de Educación Continua. Facultad de Ingeniería. UNAM, México.

2.- AREVALO O.C. (1987), "Modelo de Investigaciones Geológico-Geotécnicas de Macizos Rocosos". Tesis UNMSM, Lima.

3.- DOS SANTOS, A.; FERNANDEZ, R.; FERREIRA, J. (1975), "Ensaios de Perda D'agua sob Pressao". Directrizes. Associazao Brasileira de Geología de Engenharía, Boletín 02. Brasil.

4.- GEOTECNICA S.A. (1988). Reparación del Estribo Izquierdo de la Presa Huarahuarco, Caylloma. Perforaciones de Investigación, Inyecciones y sondeos de Control. Lima.

5.- HOULSBY A.C. (1976), "Routine Interpretation of the Lugeon Water Test". Engng, Geol. Vol 9. Irlanda del Norte.

6.- International Society for Rock Mechanics Comission on Standarization of Laboratory and Field Test. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses". Mech. Min. Sci. G. Geomech, Vol 15.

7.- LONGYEAR (1981), "Manual de Campo: Herramientas de Diamante para Prospección Geológica". Longyear de México S.A.

8.- MICHELENA C.R. (1986), "Exploración de Suelos. Diseño y Construcción de Cimentaciones". Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas. Lima.

9.- MOTOR COLUMBUS INGENIEROS CONSULTORES (1986), "Interpretation Von Wassedruck. Versuchen". Technische Unterlagen N□ 4. Baden.

10.- PAY HUARTE, J. (1977), "Procedimiento de Sondeos". Servicio de Publicaciones de la Junta de Energía Nuclear. Madrid.

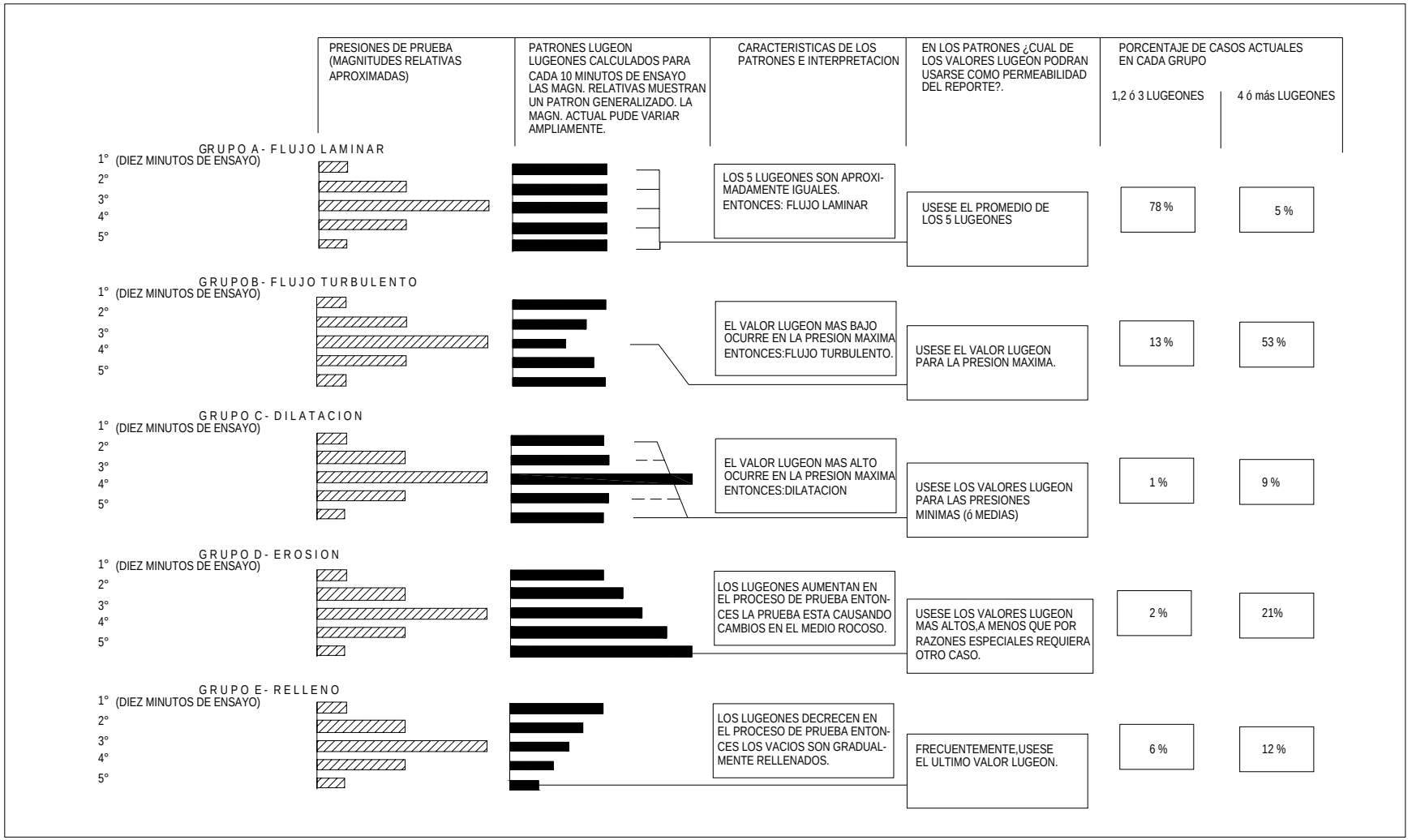
11.- PETER RIBLER (1978), "Determination of the Water Permeaility of Jointed Rock". Institute for Foundation Engineerng (RWTH). Alemania Federal.

12.- PIASA CONSULTORES S.A. (1992), "Investigaciones Geognósticas de las Presas Chalhuanca, Uzuña y Pocsi, Arequipa". Lima.

13.- VIEITZ UTESA, L. (1983), "Recomendaciones para la Descripción de los Macizos Rocosos" UNAM. México.

CUADRO Nº9

PATRONES DE RESULTADOS DE PRUEBAS LUGEON PARA LA OBTENCIÓN DEL VALOR LUGEON REORESENTATIVO (HOULSBY, 1976)



ANEXO Nº1

REGISTRO DE PERFORACION

SONDEO N° SJC-01

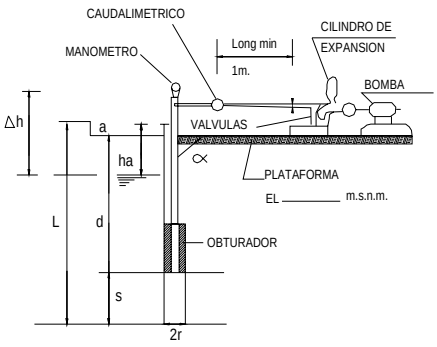
TIPO DE PERFORACION: ROTARIA
FECHA DE INICIO: 02-12-91
FECHA DE TERMINADO: 05-12-91
COTA: 4300
DIREC./INCLINACION: 30°
PROF. FINAL: 31.00m
PROYECTO: PRESA
UBICACION: AREQUIPA
COORDENADAS: E _____ N _____

Diámetro de perforación	Reves-timiento	Nivel	Metodo por agua (1%)	S P T N° de golpes (0 10 20 30 40 50)	Muestra Prof	Recuperación de muestra (%) RQD (%)	Profun-didad (m)	PERFIL GEOLOGICO	DESCRIPCION	Grado de fractura-miento	Grado de meteori-zación	Grado de dureza	PARAMETROS DE ROCA P.E.	PRUEBAS LUGEON ABSORCION (lt/m/min) (0.1 1.0 10.0 100)	PARAMETRO DE SUELO SUCS	Permeabilidad (cm/seg)
NC	2.00 N	0.75	90 a 100				1.0		DEPOSITO ALUVIAL: Arena limosa con escaso contenido de grava fina de naturaleza labácea, poco compacta. Color beige en estado seco.							
							2.0		DEPOSITO VOLCANICO-SEDIMENTARIO Lapillis y bombas pumicíticos de color blanquecino, con matriz cinerítico marrón claro. En conjunto denso, no illificado. Posee características de suelo.							1.53×10^{-3}
							05.0									
							8.8		CENIZAS VOLCANICAS Cenizas color beige y gris claro, densas, no illificadas. Unidad con características similares a arenas densificadas.							1.89×10^{-3}
							10.0									
NC							11.0		BRECHA VOLCANICA Piroclástos de naturaleza heterogénea (andesitas, cuarzo, pumicitas, traquita,etc.) con matriz labácea. En conjunto medianamente illificado, color beige claro. Clastos angulosos, diámetro máximo 0.10 m. En la base roca alterada o arcilla, marrón claro.	F-5	M-5	D-5				
										F-1	M-3	D-2	6.0			
											M-2		4.0			
							13.8		IGNIMBRITA Piroclastos andesíticos y riolíticos angulosos, menores de 5 mm en matriz cinérica. Color gris medio. En conjunto illificado, poco fracturado, excepto el tramo 16.10-17.10 m, que está bastante fracturado.				2.0			
							15.0			F-5	M-1		0.0			
	N 10 NC									F-2						
										F-5	M-2-M-3					
							17.1		BRECHA VOLCANICA Brecha andesítica, con bomba menores que 10 cm. y predominancia de Lapillis; angulosos. Tramos cortos con fracturamientos intensos.	F-4						
NX										F-5						
										F-4-F-3						
							20.0			F-3	M-1	D1-D2	10.0			3.86×10^{-3}
			100							F-4			6.0			
										F-3			2.0			
							25.0			F-3	M-2-M-3	D-2	0.0			
NX										F-2-F-3						
										F-4			10.0			
										F-3	M-1	D1-D2				
										F-4			4.0			
							30.0						2.0			
							31.1			F-2-F-3			0.0			

ANEXO Nº2

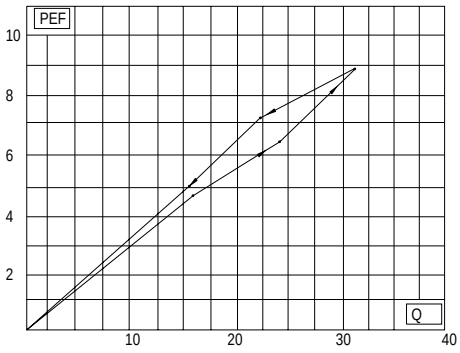
REGISTRO DE PRUEBA DE AGUA A PRESION

INTERVALO DE PRUEBA	3.0 DE 62.72 A 65.72 M.de Prof:	PERF. N°	PCH-1
FECHA	25-04-86 DE 08-10 A 9.05 HORAS	ENSAYO N°	5



a	= DIST. REVESTIM. PLATAFORMA	0.65	m
ha	= PROF.NIVEL NATURAL DE AGUA		m
△ h	= SOBRECARGA HIDRAULICA		m
d	= DISTANCIA DEL OBTURADOR		m
L	= LONGITUD DE PERFORACION		m
∝	= INCLINACION / HORIZONTAL		°
S	= LONGITUD TRAMO DE ENSAYO		m
r	= RADIO TRAMO DE ENSAYO		cm
P_M	= PRESION MANOMETRICA		kg/cm^2
P_{EF}	= PRESION EN EL TRAMO DE ENSAYO		kg/cm^2
△P	= PERDIDAS DE CARGA		kg/cm^2
q	= VOLUMEN AGUA EN LITROS		l
Q	= CAUDAL EN LITRO POR METRO DE TRAMO DE ENSAYO POR MIN.(l/m/min)		

	P_M = 0.5		P_M = 4.0		P_M = 8.0		P_M = 4.0		P_M = 0.5	
TIEMPO EN MINIMO	LECTURA CAUDAL / m	q(l) EN 2 min.	LECTURA CAUDAL / m	q(l) EN 2 min.	LECTURA CAUDAL / m	q(l) EN 2 min.	LECTURA CAUDAL / m	q(l) EN 2 min.	LECTURA CAUDAL / m	q(l) EN 2 min.
t = 0'	0550		2200		3811		4950		5760	
t = 2'	0644	94	2346	146	4006	195	5085	135	5851	91
t = 4'	0738	94	2492	146	4198	192	5218	133	5941	90
t = 6'	0833	95	2637	145	4383	185	5348	130	6031	90
t = 8'	0928	95	2782	145	4568	185	5477	129	6121	90
t = 10'	1023	95	2927	145	4753	185	5606	129	6211	90
Q(l/m/min)=		15.77		24.23		31.4		21.87		15.03
P_M (kg/cm2)=		0.5		4.0		8.0		4.0		0.5
△P (kg/cm2)=		1.08		2.54		4.13		2.03		0.95
△ h/10(kg/cm2)=		5.08		5.08		5.08		5.08		5.08
P_{EF} (kg/cm2)=		4.5		6.54		8.95		7.05		4.63



P_{EF} : $P_M - \triangle_P + h/10$ (kg/cm2)

LUGEON = 35.1 a 1/m/min 10 kg/cm2

OBSERVACIONES:

1). Altura del manometro = 1.65

2). Conducto: Tuberia galvanizada Ø=1"

3). △ h rebatido a la vertical

ELABORAD.		HOJA	ANEXO
REVISADO			
APROBADO			

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

Ing. César Atala Abad

1.0 ANTECEDENTES

El ensayo normal de Penetración Estándar (SPT) nació en los Estados Unidos de Norteamérica en la década de 1920, con la finalidad de estimar el grado de densificación de los suelos.

Originalmente los penetrómetros dinámicos fueron concebidos para apreciar la compacidad de los suelos sin cohesión, ante la dificultad de obtener muestras inalteradas.

En 1925, un perforista de la firma Societé Raymond - Pile, propuso a K. Terzaghi, contar el número de golpes necesarios para hincar en un tubo tomamuestras que tenía por costumbre utilizar, asumiéndolo como un ensayo después de haber acumulado gran número de resultados. Ref. (1).

Asimismo se reportó los trabajos de Mohr H.A. (1927), quien utilizó el tomamuestras como un penetrómetro. Ref (2).

2.0 PROCEDIMIENTO NORMALIZADO DEL SPT

El método de Penetración Estándar es el mas ampliamente usado para la exploración de suelos, y comprende dos etapas:

2.1 El Sondeo

Que consiste en hacer una perforación con barreno, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro con movimiento de rotación de alta velocidad, y circulando agua para extraer los detritos (ver Figs. No. 1, No. 2 y No. 3).

En los suelos firmes el sondaje se mantiene abierto por la acción del arco del suelo; en las arcillas blandas y en las arenas situadas debajo del nivel freático, el sondaje se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibado o camisa) o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso llamado "Lodo de perforación". Este que usualmente es una mezcla de arcilla bentonítica y agua, tiene la ventaja de que soporte las paredes y el fondo de la perforación.

2.2 El Muestreo

Que se realiza con un tomamuestras partido denominado también "Cuchara Normal" que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conección a la barra de sondeo (ver Fig. No. 4).

Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca el tomamuestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 64 kilos (140 libras) y cae de una altura de 76 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el tomamuestras cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Indice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

La muestra es examinada, clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio.

Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In-Situ.

Las tablas I y II reflejan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Standar.

TABLA No. I

COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA

Número de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy Suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy Firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

TABLA No. II

RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS

No. de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Firme	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Firme	2.00 - 4.00
> 30	Dura	> 4.0

3.0 RELACIONES ENTRE EL NUMERO DE GOLPES "N" DEL SPT, DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)

3.1 Aporte de TERZAGUI y PECK

Relacionan los valores de N-DR Y N-ϕ en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo, y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado (ver Fig. No. 5).

Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática, debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación:

$$N = \frac{N' + 15}{2}$$

Donde:

N'>15 (valor medido in/situ, debajo del N.F.)
N = valor corregido.

3.2 Aporte de GIBBS y HOLTS

Proporciona correlaciones entre N, D_R y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de los granos. En la Fig. 6 se muestra la correlación entre "N" y la Densidad Relativa de una arena fina, seca, para diferentes valores de la sobrecarga efectiva. La Fig. 7 muestra la misma correlación para arenas gruesas, secas o húmedas. En las figuras mostradas se incluye la correlación de TERZAGHI y PECK a modo de comparación.

Las propiedades de las arenas utilizadas por GIBBS y HOLTZ en sus investigaciones se muestran en la Fig. 8.

En todo caso, puede observarse que el hecho de utilizar la correlación de TERZAGHI y PECK, conduce a estimar una menor densidad relativa, y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando "N" es aproximadamente mayor que 35 y la sobrecarga efectiva excede a 40 P.S.I. (2.8 Kg/cm²).

3.3 Aporte de Peck y Bazaraa

Relacionan la densidad relativa de la arena con el índice de penetración standard "N" y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de las siguientes relaciones:

$$N = 20D_R^2\left(1 + 2\sigma\right) \qquad \text{para } \sigma < 1.5 \text{ kips/pie}^2 \ (0.73 \text{ kilos/cm}^2)$$

$$N = 20D_R^2\left(3.25 + 0.5\sigma\right) \qquad \text{para } \sigma > 1.5 \text{ kips/pie}^2 \ (0.73 \text{ kilos/cm}^2)$$

En la que "N" es el valor del S.P.T. para una arena con una densidad relativa D_R y bajo una presión de sobrecarga σ. La figura No. 9 representa esta correlación.

3.4 Aporte de Meyerhof

En investigaciones realizadas entre 1953, 1954 y 1955 Meyerhof estableció una correlación entre N, D_R, y ϕ, la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva (ver figura No. 10).

Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados.

Posteriormente en 1975 estableció una correlación en la cual se incluye el efecto de la presión de sobrecarga (σ) en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de la siguiente relación.

$$N = 1.7D_R^2\left(\sigma + 10\right);\ \sigma = \text{lib/pulg}^2$$

Existen además otras correlaciones, que relacionan los valores de N, DR y ϕ, tales como:

- ☞ SCHULTZE & MELZER
- ☞ ALPAN
- ☞ SCHULTZE & MENZENBACH
- ☞ BURMISTER

4.0 FACTORES DE CORRECCION POR SOBRECARGA EN ARENAS

El factor de corrección del S.P.T. (C_N) está definido como la relación entre la resistencia medida del S.P.T. para una presión vertical efectiva dada (σ_v), a la resistencia medida a un esfuerzo vertical standard $(\sigma_v)_{Ref}$, normalmente de 1 T/pie² ó 1 Kg/cm².

En la práctica el valor del número de golpes corregido (N_1), se obtiene usando la siguiente relación:

$$N_1 = C_N . N$$

Donde N representa el número de golpes medidos.

Los factores de corrección comúnmente usados y que han sido publicados se resumen en la tabla No. III.

TABLA III

RESUMEN DE LOS FACTORES DE CORRECCION PUBLICADOS

Referencia	Factor de Corrección C_N	Unidad de σ_V
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma_V}$	Psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1+2\sigma_V} & \sigma_V \le 1.5 \\ \frac{4}{3.25+0.5\sigma_V} & \sigma_V > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck Hansen, y Thournburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_V}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma_V$	tsf
Seed (1979)	Ver figura 1(b)	
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_V}$	Kg/cm^2

En los recientes esfuerzos para promover la estandarización de S.P.T. (KOVACS y SALAMONE 1982; KOVACS y COLABORADORES 1984; SEED y COLABORADORES 1984) propusieron que sería conveniente normalizar el factor de corrección por sobrecarga a fin de tener una común interpretación.

De esta manera recomiendan que el factor de corrección de TENG (1962) sea reducido, debido a que el nivel de esfuerzo de referencia es demasiado alto $(\sigma_v)_{Ref}$ = 2.9 t.s.f. También recomienda que el factor de corrección de SEED (1976) Y TOKIMATSU y YOSHIMI (1983) no deben ser usados o restringir su uso para σ_v mayor que 1.5 t.s.f. porque proporciona valores conservadores.

El uso de cualquiera de los factores de corrección mostrado en la figura 11b, es aceptable y conducirá a una normalización temporal y a resultados consistentes. Sin embargo, se propone un factor de corrección simple el cual es comparable con cualquiera de la figura 11b:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_V}}$$

5.0 RELACIONES ENTRE EL NUMERO DE GOLPES "N" Y LA CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS

Durante la ejecución de los sondajes es posible estimar la resistencia por medio del Ensayo de Penetración, Fig. No. 12; sin embargo, para un número de golpes dado la dispersión con respecto al término medio puede ser muy grande. Por lo tanto, es recomendable como control realizar ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas por la cuchara normal (los valores de laboratorio serán sensiblemente menores debido a la alteración de las muestras.

Se puede estimar en forma aproximada la resistencia de la compresión simple (q_u) en función de N, para los tipos de suelos que se indica, mediante las relaciones siguientes:

Arcilla	$q_u = \frac{N}{8}$ (Kg/cm²)	TERZAGHI
Arcilla limosa	$q_u = \frac{N}{5}$ (Kg/cm²)	TERZAGHI Y PECK
Arcilla arenosa limosa	$q_u = \frac{N}{7.5}$ (Kg/cm²)	TERZAGHI Y PECK
Loes	$q_u = \frac{N}{4.5}$ (Kg/cm²)	TERZAGHI

En todo caso sería naturalmente riesgoso e incluso peligroso, pretender deducir directamente q_u de N en una región donde no se hubiera realizado jamás ensayos previos comparativos. Según GRAUX, se puede ligar la resistencia a la compresión simple de arcillas con el valor de N por medio de la siguiente relación:

$$q_u = 0.133 \quad N \quad (Kg/cm^2)$$

6.0 ALGUNAS APLICACIONES DEL ENSAYO DE PENETRACION STANDARD (S.P.T)

6.1 Determinación de la Capacidad Portante

6.1.1 Suelos Granulares

La capacidad de carga última (q_{ult}) de un suelo (Terzaghi y Peck) puede establecerse a partir de las siguientes relaciones:

$$q_{net} = 2NBR_W + 6\,(100 + N^2)\,DR_W \qquad \text{(Zapatas cuadradas)}$$

$$q_{net} = 3N^2\,BR_W + 5\,(100 + N^2)\,DR_W \qquad \text{(Zapatas continuas)}$$

en la que:

(qult)	capacidad de carga última (lb/pie²)
B	ancho de la fundación en pies
D	profundidad de la fundación (pies)
R_W y R'_W	factores de corrección por la posición de la Napa Freática propuesto por TENG (Fig. No. 13).

Terzaghi y Peck han correlacionado el ancho de la fundación para que, con un valor de N dado, se obtenga una presión de contacto que produzca un asentamiento total máximo de 1", esta correlación se muestra en la figura 14 que es válida para arenas secas.

6.1.2 Suelos Finos

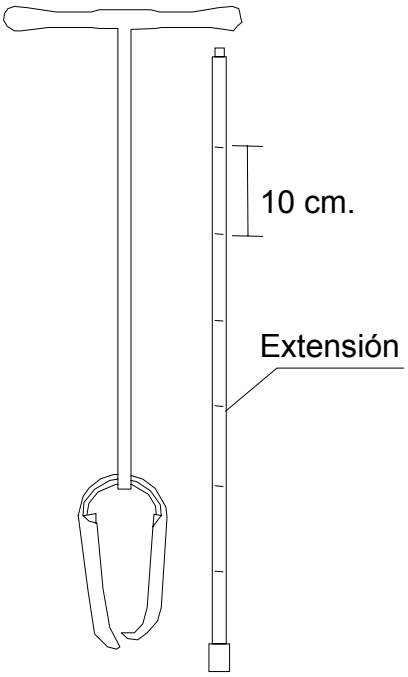
El ensayo de Penetración Standar fue ideado predominantemente para ser usado en suelos granulares, sin embargo, en trabajos de pequeña envergadura, puede conseguirse una menor economía utilizando un diseño conservador basado en resultados del S.P.T.

La tabla No. IV proporciona una relación aproximada entre N, la consistencia y la capacidad de carga admisible (FS = 3) de suelos arcillosos. Al aplicar estas relaciones no se tiene un control sobre la magnitud de los asentamientos y en consecuencia deben ser efectuados por algún método en particular.

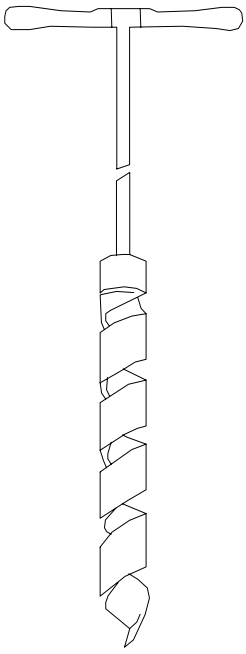
TABLA No. IV

RELACIONES ENTRE q_{adm}, N, Y LA CONSISTENCIA PARA SUELOS FINOS (TERZAGHI Y PECK)

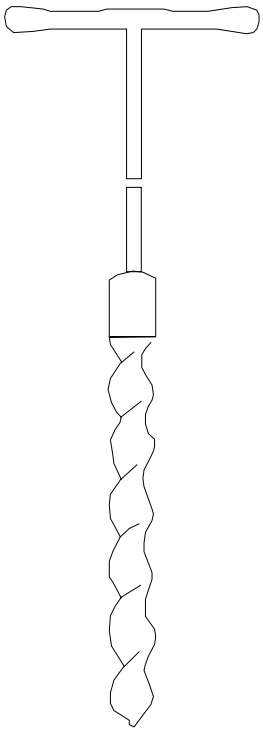
Consistencia del Suelo	N (SPT)	Capacidad de Carga Admisible (T/pie²)	
		Zapatas Cuadradas	Zapatas Continuas
Muy blando	0 - 2	0,00 - 0,30	0,00 - 0,22
Blando	2 - 4	0,30 - 0,60	0,22 - 0,45
Mediano	4 - 8	0,60 - 1,20	0,45 - 0,90
Compacto	8 - 15	1,20 - 2,40	0,90 - 1,80
Muy compacto	15 - 30	2,40 - 4,80	1,80 - 3,60
Duro	30	mayor que 4,80	mayor que 3,60



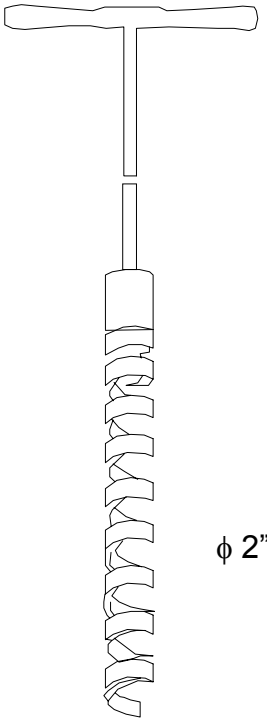
POSTEADOR
ϕ 3”-8”
Post hole Digger



ϕ 2”-3 ½”



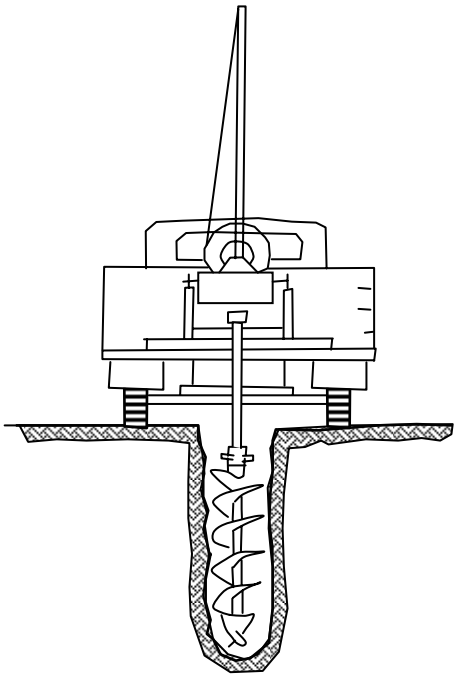
ϕ 2”-3 ½”



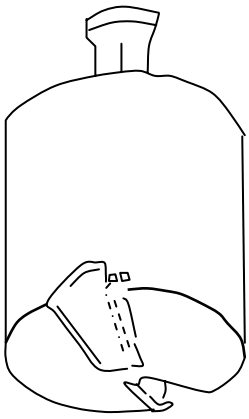
ϕ 2”-5 ½”

Fig. Nº1

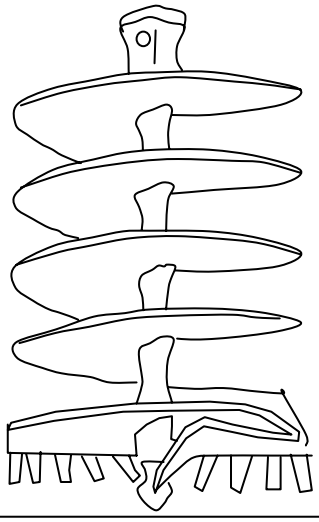
TALADROS DE MANO
Hand Augers



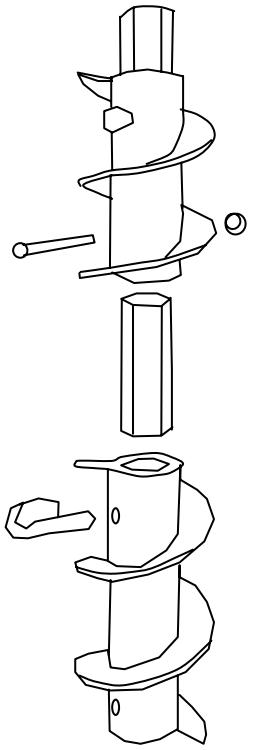
Máquina sobre camión
Truck mounted



Cubo Caldwell ϕ 0.30 a 1.50 m
Caldwell Bucket

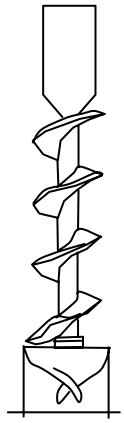


Tipo Warson ϕ 0.45 a 1.50 m
Watson Auger



ϕ 4" – 6 3/8"

De eje hueco
Hollow Shaft



ϕ 4 3/4" – 7 1/2"

Figura Nº2: TALADROS A MÁQUINA
Machine Augers

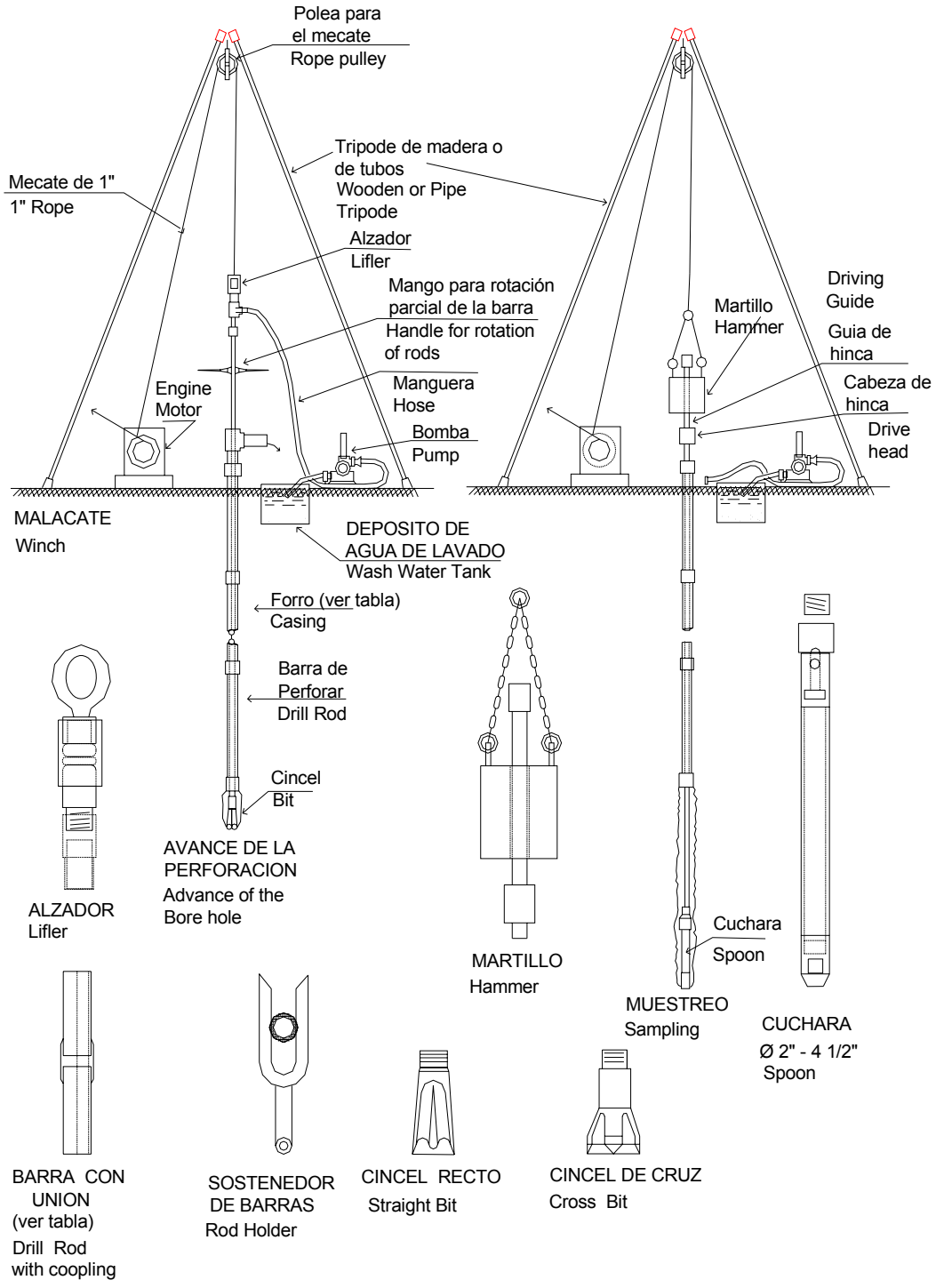
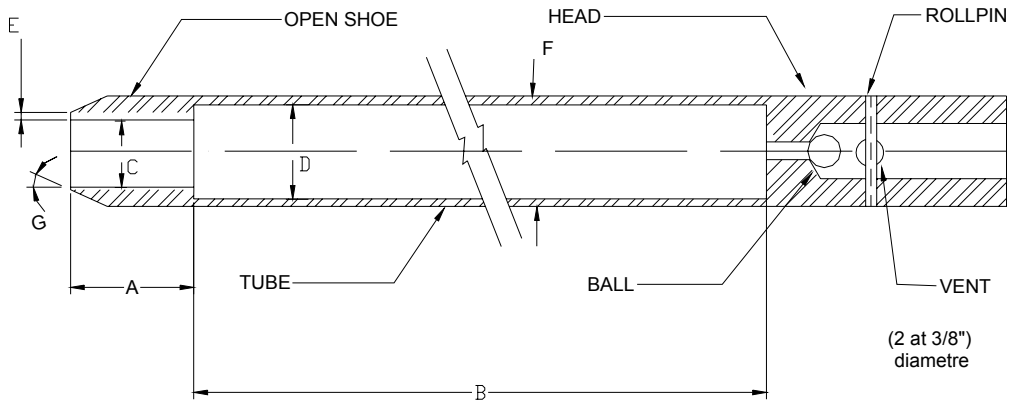


Figura Nº3: PERFORACIÓN EN TIERRA
Soil Boring



A = 1.0 to 2.0 in. (25 to 50 mm)

B = 18.0 to 30.0 in. (0.457 to 0.762 m)

C = 1.375 ± 0.005 in. (34.93 ± 10.13 mm)

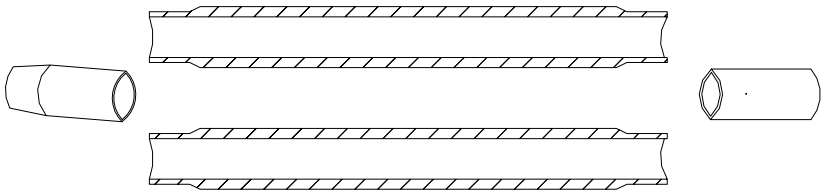
D = 1.50 ± 0.05 - 0.00 in. (38.1 ± 1.3 – 0.0 mm)

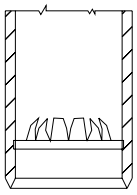
E = 0.10 ± 0.02 in. (2.54 ± 0.25 mm)

F = 2.00 ± 0.05 – 0.00 in. (50.8 ± 1.3 – 0.0 mm)

G = 16.0° to 23.0°

The 1 ½ in. (39 mm) inside diameter spilt barrel may be used with a 16 gage wall thickness split liner. The penetrating end of the drive shoe may be slightly rounded or plastic retainers may be used to retain soil samples.





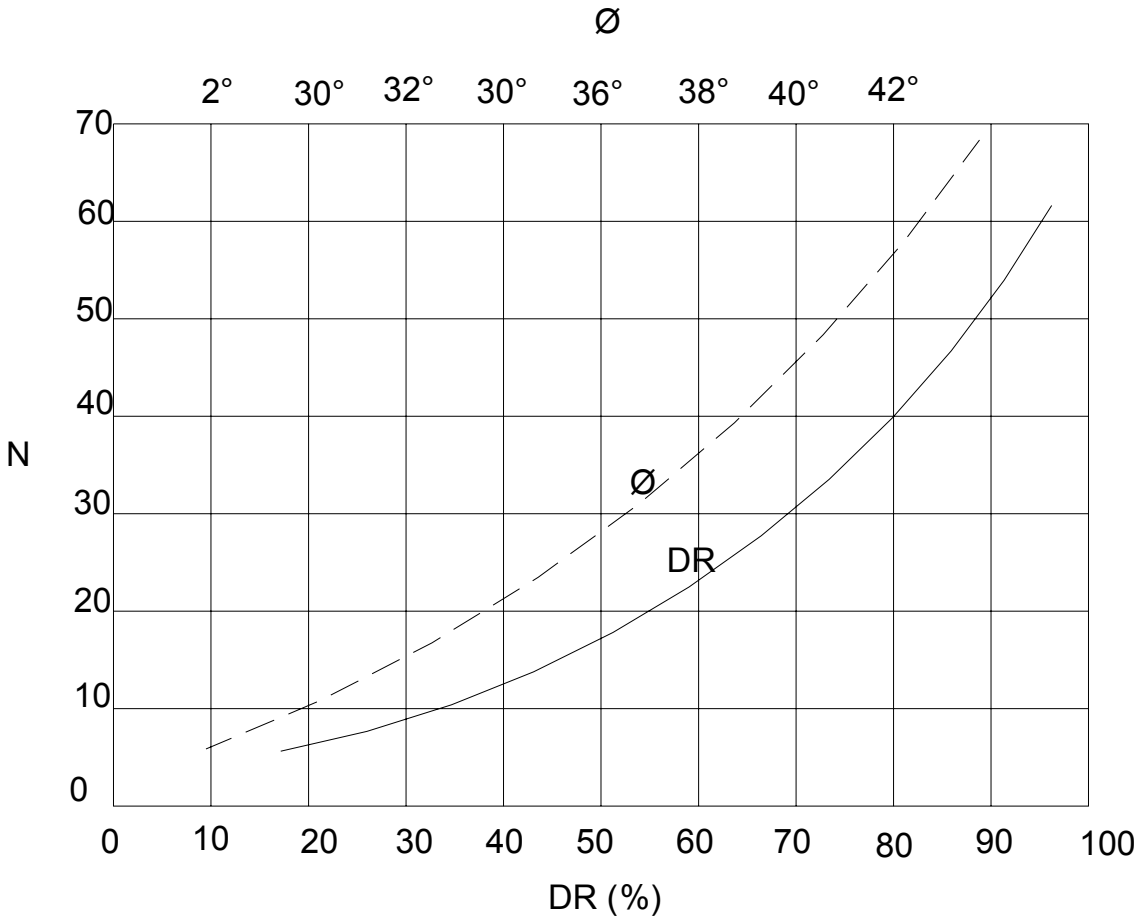


FIG N°5 CORRELACIONES N-DR Y N-Ø (TERZAGHI PECK)

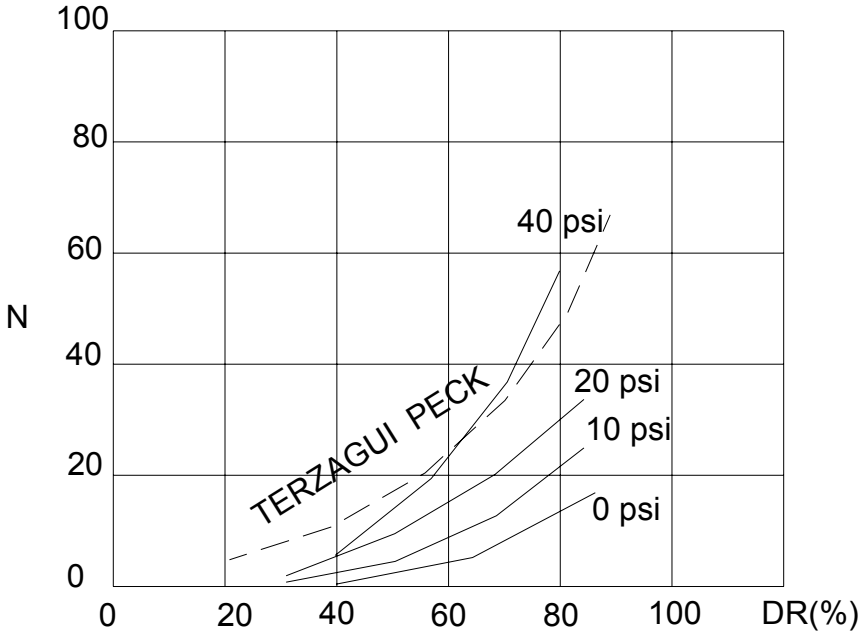


FIG N° 6 Efecto de la presión de sobre carga para arena fina seca

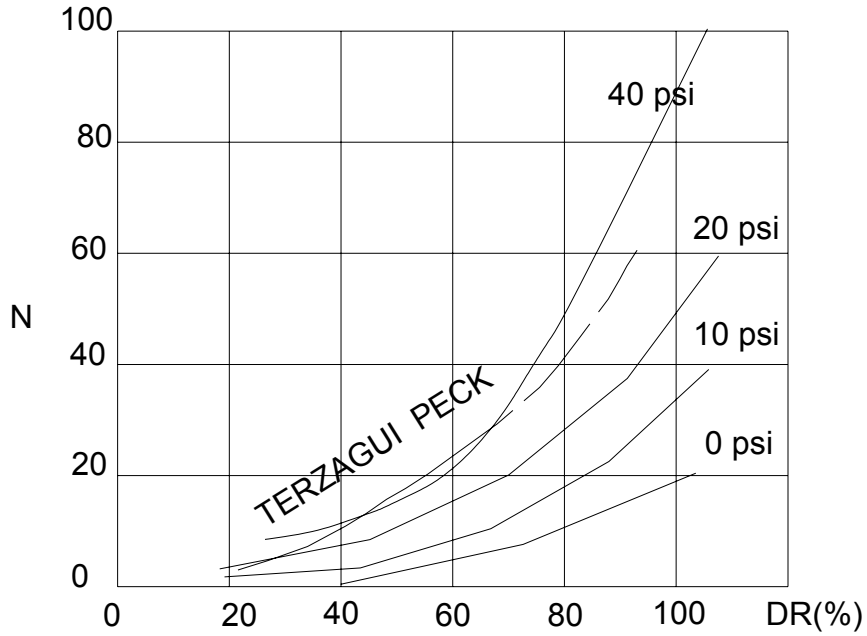


FIG N° 7 Efecto de la presión de sobrecarga para arena gruesa seca o humeda

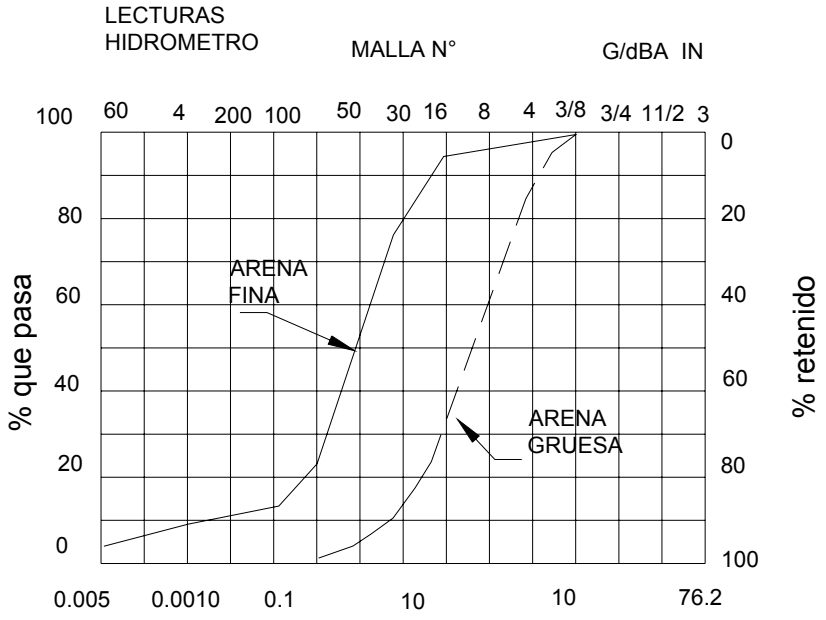


FIG N°8 Granulometria de las arenas ensayadas por GIBBS y HOLTZ

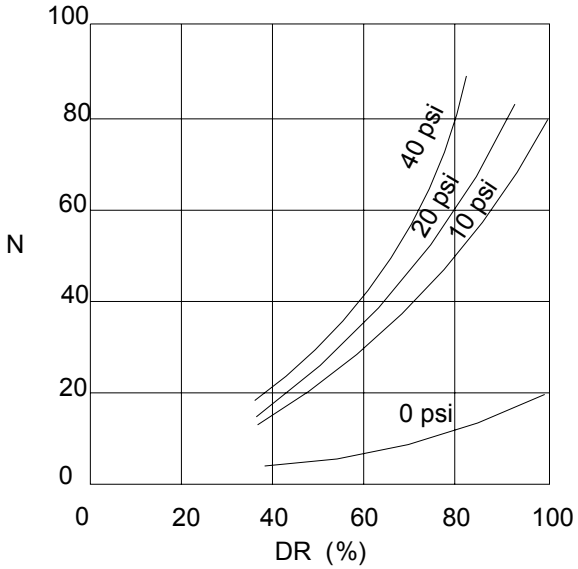


FIG. N°9 CORRELACION N - DR, σ
PECK - BAZARAA

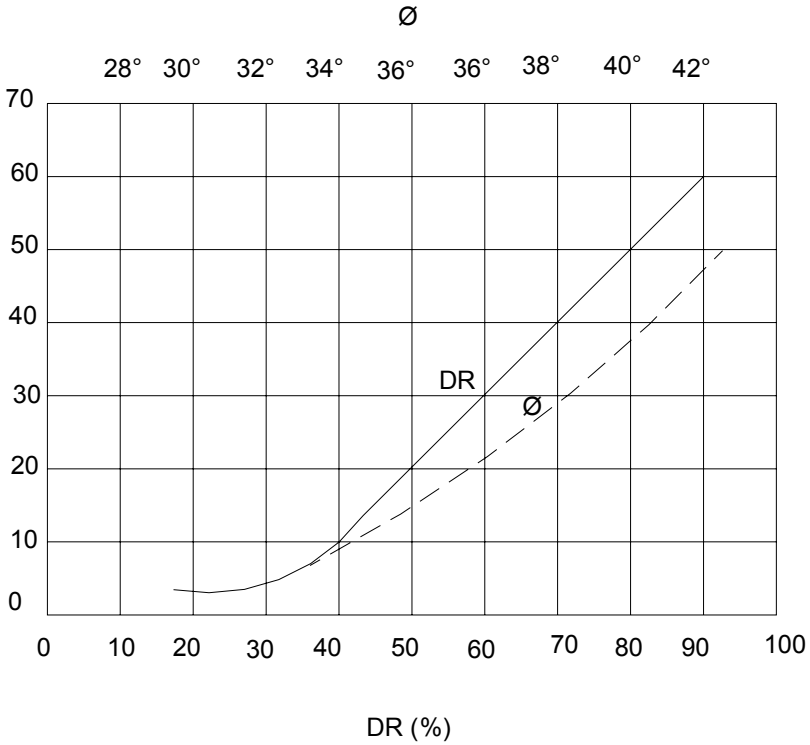


FIG. N° 10 CORRELACIONES N - DR Y N Ø
(MEYERHOF)

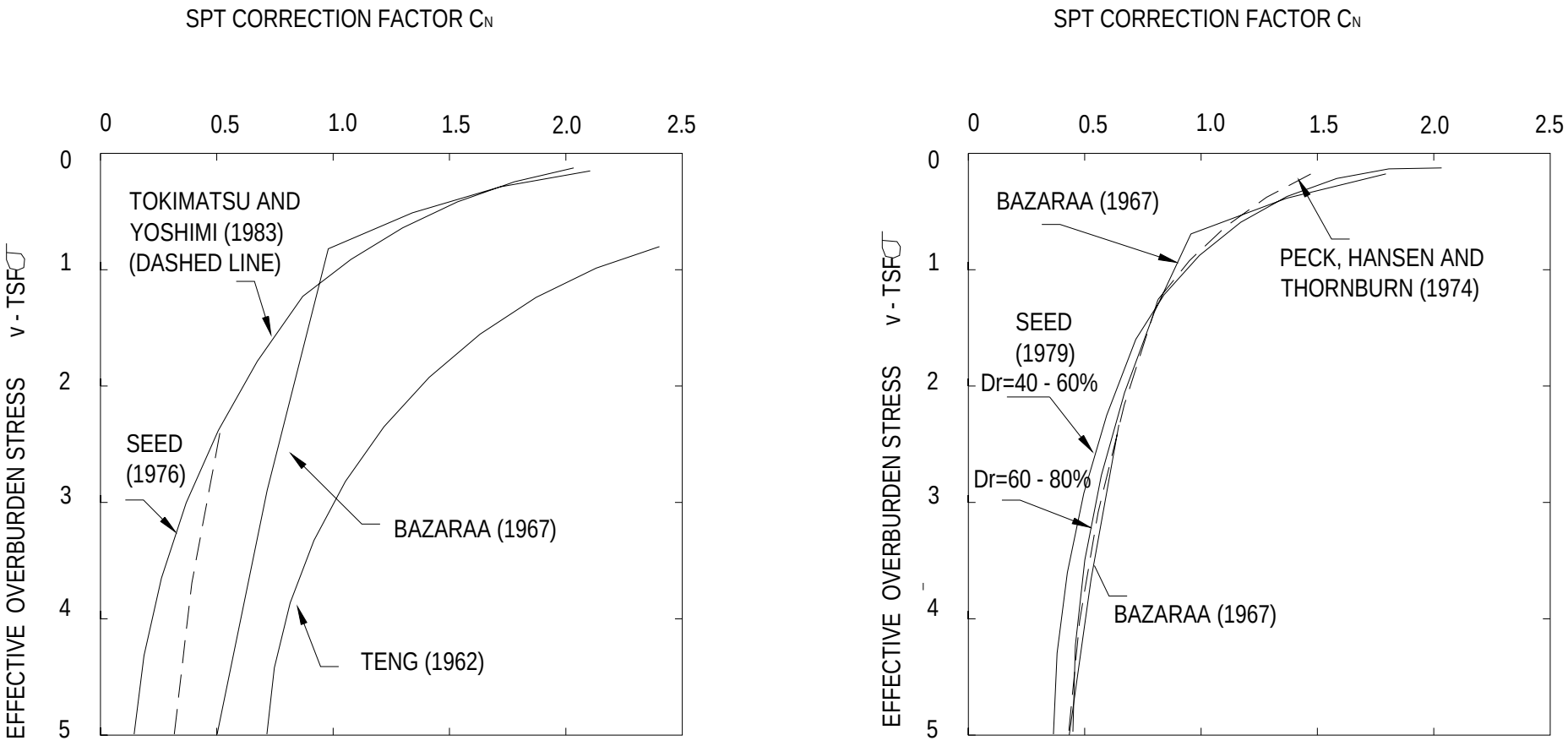


FIGURA No. 11 Comparison and Published Corrections Factors: (a) Inconsistent Correction factors; (b) Consistent Correction Factors

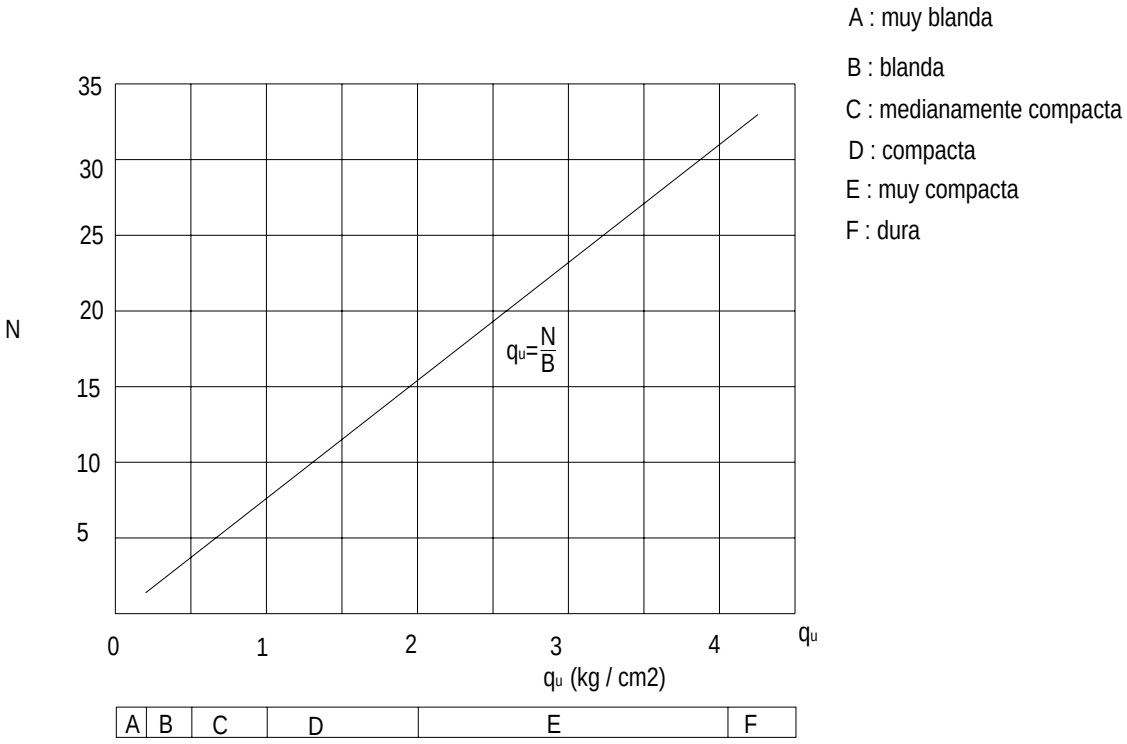


FIGURA No. 12 Correlación N-q_u y consistencia para arcillas

(Terzaghi y Peck)

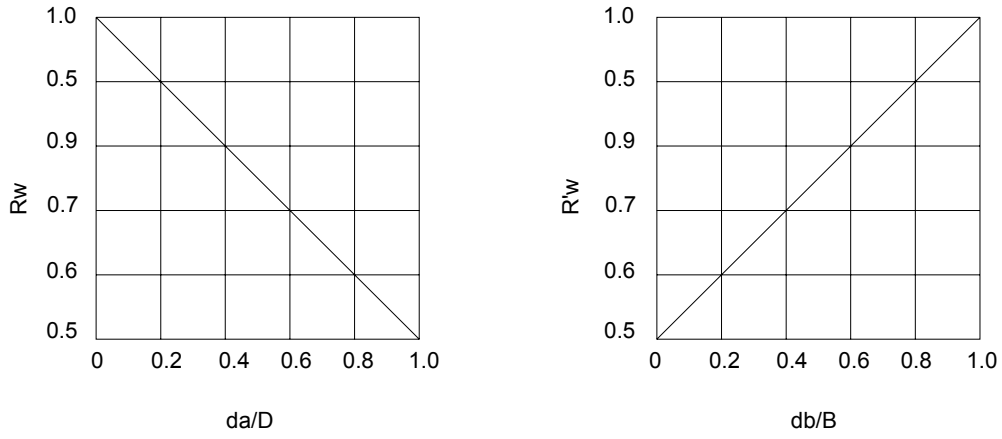
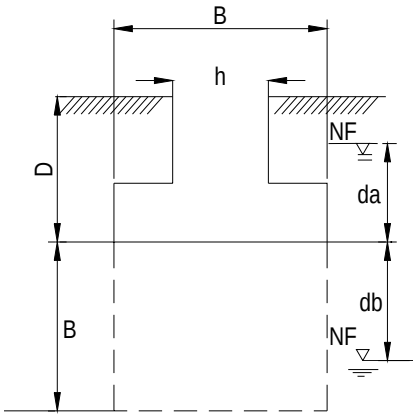


FIGURA No. 13 Factores de corrección por posición de la napa



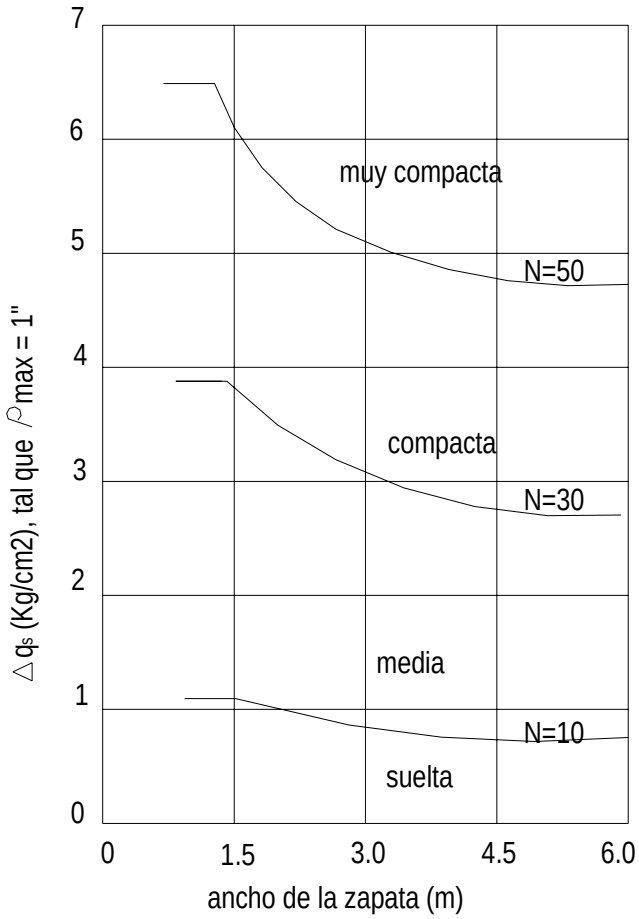


FIG. N° 14: Relación Δ qs - N para zapatos en arenas (TERZAGHI PECK)

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Ing. Angel Vergara Peña [*]

INTRODUCCION

La prueba de Consolidación Estándar consiste en comprimir verticalmente una muestra de suelo en estudio, confinándola en un anillo, rígido. El suelo está sujeto a un esfuerzo en sus dos superficies planas; toda deformación ocurre en el eje vertical, las deformaciones elástica y cortante son insignificantes debido a que toda la superficie de la muestra se carga y no permite deformación lateral.

Los esfuerzos se aplican siguiendo una secuencia de cargas normalizadas o establecidas previamente, las cuales estarán de acuerdo al nivel de cargas que el suelo en estudio soportará en el futuro. En todos los casos y para cada incremento de carga la muestra sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria y también sufre una deformación adicional debido a un fenómeno secundario.

Teóricamente es factible el fenómeno de consolidación cuando la muestra está saturada, sin embargo, en la práctica se admite que también se genera un proceso similar en masas de suelos que no están 100% saturadas y por lo tanto, para estos casos se aplica también la teoría de la consolidación, teniendo presente que se trata sólo de una interpretación aproximada y que las conclusiones finales deben darse en base a las propiedades físico-químicas y límites de consistencia, acompañadas de una buena descripción de campo.

CELDAS DE CONSOLIDACION

Las celdas de consolidación son de dos tipos: anillo flotante y anillo rígido.

ANILLO FLOTANTE

Una celda de consolidación de anillo flotante típica se muestra en la Fig. I. La muestra de suelo tiene drenaje doble, las piedras porosas superior e inferior son lo suficientemente pequeñas para que se deslicen dentro del anillo durante la consolidación.

El anillo se fabrica lo mas ligero posible, ya que se apoya por fricción en la muestra de suelo; cuando se ensayan muestras blandas, se colocan pequeñas piezas de caucho por debajo del anillo para que sirvan de apoyo durante las etapas iniciales del ensayo. La principal ventaja de la celda de consolidación de anillo flotante es que el error resultante de la fricción entre el suelo y el anillo es la mitad del error asociado con celdas de consolidación de anillo rígido.

---

[*] *Docente de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería*

ANILLO RIGIDO

En la Fig. II se presenta la celda de consolidación de anillo rígido, en esta celda el anillo está firmemente sujeto a la base de la celda de consolidación y la piedra porosa inferior no entra al anillo durante la consolidación.

Las celdas de consolidación de anillo rígido tiene la desventaja de tener el doble de la fricción en el anillo, en comparación con las celdas de anillo flotante, sin embargo, las celdas de anillo rígido son más fáciles de trabajar, especialmente en suelos blandos.

Además si la piedra porosa inferior está sellada a la base de la celda, es posible medir las presiones de poros a través de la base, al mismo tiempo que la consolidación toma lugar desde la parte superior de la muestra.

Los antecedentes siguientes se aplican a las celdas de consolidación de anillo rígido y flotante. La muestra tiene una relación diámetro-espesor que es de tres a cuatro. Las dimensiones reales de la muestra depende de factores tales como el tipo de muestreador utilizado con las muestras inalteradas, el tamaño máximo de partículas y de la capacidad del pórtico de carga así para muestras de tubo Shelby de 2", el anillo debe tener dimensiones interiores de 0.6" de alto por 1.768" de diámetro; para muestras de tubo Shelby de 3", las dimensiones correspondientes deben ser de 0.75" por 2.5"; como se ve estas dimensiones tienen las ventajas que sus áreas tienen la relación 2:1 y por lo tanto es apropiado para los pórticos de cargas que proporcionarán presiones exactas para cualquier tamaño de muestra. No se recomiendan espesores de muestras menores de 0.06".

Para las muestras logradas manualmente y las muestras compactas se emplean anillos de 4 1/4" y 1 1/4", los anillos más grandes son difíciles de utilizar pero pueden emplearse si la muestra contiene partículas de gran tamaño que no permiten utilizar anillos más pequeños. El mayor tamaño partículas no deben exceder del 10% del espesor del espécimen, aunque puede tolerarse unas cuantas partículas con dimensiones de hasta el 25% del espesor de la muestra, si se anticipa un pequeño cambio de volumen relativo durante el ensayo.

PORTICOS DE CARGA

El aparato de carga debe ser capaz de mantener con precisión una determinada presión por un período de tiempo, más aún, el aparato debe tener una capacidad adecuada para ensayos a presiones altas y ser lo suficientemente sensible para ensayos a presiones bajas. La mayoría de aparatos de carga que se utilizan hoy en día consiste en pórticos de carga donde se aplica la presión a la muestra por un peso estático que actúa a través de un sistema de brazo de palanca, también se han utilizado unidades operadas con sistemas hidráulicos y neumáticos, especialmente para presiones altas y carga dinámica, sin embargo, dichos sistemas son costosos y requieren mayor mantenimiento que los sistemas simples de brazo de palanca.

El primer tipo de pórtico de carga con brazo de palanca de gran aceptación empleó una plataforma de balanza como se muestra en la Fig. 2a. Este aparato se empleó en MIT en los años 30 por Terzaghi y Casagrande. La celda de Consolidación se centraba en la plataforma y el peso corredizo se ajustaba para balancear la viga y compensar el peso de la celda. Un sistema de carga que pasaba a través de la plataforma sin hacer contacto con esta se centraba sobra la celda.

El pórtico por debajo de la balanza estaba equipado con un gato de modo que una fuerza hacia abajo pueda ser aplicada al sistema de carga y por lo tanto a la muestra, la magnitud de esta fuerza estaba controlada por la carga de pesos adecuados en la viga de la balanza y luego gateados hacia abajo en el sistema de carga lo suficiente como para balancear la viga, la ganancia mecánica de estas balanzas mecánicas es típicamente del orden de 40. De esta manera la viga cae rápidamente conforme la muestra se consolida. El gato se utiliza para mantener la viga horizontal y así mantener la presión constante.

La deformación de la muestra se mide con el montaje de un deformómetro de 0.0001" por división en la celda de consolidación, con su vástago descansando en la cruceta del sistema de carga. El aparato de carga tipo plataforma tiene la ventaja de su versatilidad, pueden utilizarse sin dificultades celdas de consolidación con un amplio rango de peso y tamaño, además el uso del peso corredizo en la viga hace posible obtener cualquier presión deseada dentro del rango del equipo, utilizando solamente un conjunto único de pesas, de esta forma es posible cargar muestras con presiones en serie geométrica, en serie aritmética, con serie geométrica en un rango pero con serie aritmética en la vecindad del punto de quiebre en la curva e-logp, etc.

Estos equipos tienen las desventaja de tomar más espacio que otros tipos de pórticos de carga y que la viga debe ser levantada repetidamente durante las etapas iniciales de la consolidación.

Un segundo tipo de pórtico de consolidación que ha recibido amplia aceptación es aquel mostrado en la Fig. 2b. Este aparato fue diseñado por Casagrande, la celda de Consolidación descansa en un pórtico que está en un lugar fijo, la presión de consolidación se aplica a través de un sistema de palanca como se ilustra, la viga de carga se contrapesa con otra viga o con un peso colgado de una polea como se muestra. Este aparato tiene una ganancia mecánica de 10 a 12, la desventaja es que no existe una forma conveniente de nivelar la viga durante el ensayo de consolidación. Sin embargo la carga no es muy sensible a la posición de la viga y como resultado de la baja ganancia mecánica, la viga no cae mucho durante el ensayo, se necesitan mayores pesos que en el tipo plataforma de balanza debido a la menor ganancia mecánica.

Si se desea puede usarse un sistema doble de palanca para obtener ganancias mecánicas mayores, pero resulta un problema mayor la caída de la viga de carga durante la consolidación. Este tipo de aparato tiene la ventaja de tener tamaño reducido, lo que permite montar una pequeña serie de pesas en un pórtico de carga único. Sin embargo, un golpe aplicado a una parte del pórtico puede perturbar todos los ensayos en proceso.

El pórtico de consolidación mostrado en la Fig. 2C fue diseñado por Bishop en Londres. La ganancia mecánica es de aproximadamente 10. La celda de consolidación está colgada de la misma viga en donde se colocan los pesos, la celda se levanta contra un punto fijo. Este modo de operación no es conveniente si se emplea un amplio rango de tamaños (pesos) de celdas de consolidación debido a la necesidad de utilizar diferentes contrapesos. Este aparato tiene la ventaja de tener un gato montado en el pórtico fijo de tal modo que la viga puede ser renivelada en cualquier momento durante la carga.

INICIACION DEL ENSAYO DE CONSOLIDACION

Remoción de la muestra del tubo Shelby.

Después de la operación inicial de muestreo, debe removerse el suelo blando que se localiza en la parte superior del tubo Shelby (el cual se ha mezclado con el fluido de perforación hasta llegar a una consistencia blanda), para prevenir que la humedad de este suelo entre el resto de la muestra y le ocasione expansión, también se remueve por lo menos una pulgada de suelo de la parte inferior del tubo; los extremos superior e inferior de la muestra se sellan luego con parafina. El suelo se almacena hasta antes del ensayo dentro del tubo Shelby y preferentemente en un ambiente a 100% de humedad.

Probablemente el mejor procedimiento es emplear una sierra eléctrica de banda, cortar una longitud de 3" de tubo con suelo y obtener una muestra de la parte central de esta longitud de 3". Para la muestra de suelo común de 30", la zona menos perturbada se encuentra generalmente a una vez el diámetro de tubo por encima del extremo inferior. Después del airado de las 3" de longitud del tubo utilice un cuchillo pesado de acero para remover las rebabas del extremo superior y luego extraiga el suelo en la misma dirección que entró al tubo.

AJUSTE DEL SUELO EN EL ANILLO

El anillo de consolidación generalmente debe tener un borde filudo y debe ser lo más ligero posible, el interior del anillo está cubierto con una capa delgada de grasa de silicón y el peso del anillo engrasado deber ser determinado.

Coloque la muestra de suelo en una placa de vidrio o de plástico (12" cuadrada), recorte la zona muy disturbada del suelo (espesor de 1/8"), a lo largo de un extremo de la muestra para exponer suelo relativamente inalterado.

Coloque el anillo en la parte superior de la muestra de suelo con el borde filudo hacia abajo. El suelo debe ser ajustado hacia abajo y hacia afuera del borde del anillo. El diámetro del suelo por debajo del borde filudo del anillo debe exceder al diámetro del anillo en quizás 0.02".
El ajuste de la muestra es una operación muy delicada, si se emplea una fuerza excesiva para presionar el anillo hacia abajo sobre el suelo, este resultará significativamente perturbado.

EJECUCION DEL ENSAYO DE CONSOLIDACION

Coloque la celda de consolidación en el pórtico de carga, balancee la viga, aplique una carga de asiento y monte el deformómetro. El reservorio de la celda de consolidación debería ahora ser llenado con agua, con la adición de agua la muestra empieza a expandirse, se deben aplicar cargas adicionales para prevenir la expansión de la muestra, nótese que debe mantenerse constante el espesor de la muestra de suelo por lo tanto el deformómetro debe indicar una compresión igual a la deflexión del equipo, cuando la muestra llega a equilibrio a volumen constante, la presión aplicada se conoce como presión de expansión después de alcanzar la presión de expansión se aumenta la presión de consolidación en incrementos de modo que la presión se dobla con carga adicional (razón de carga de dos). La carga se continúa más allá de los esfuerzos a ser encontrados en el campo con el objeto de reconstruir la curva e-logp de campo. Si el tiempo y el presupuesto lo permiten se debe continuar la consolidación hasta presiones del orden de 50,000 a 100,000 lib/pie^2 de aquí en adelante la presión se reduce empleando una razón de carga de 1/4. Los datos en función del tiempo pueden calcularse según métodos de Taylor o de Casagrande. En el método de Taylor se toman lecturas de deformación de la muestra en los siguientes intervalos después de la aplicación de un incremento de presión: 1/4, 1, 2 1/4, 4, 6 1/4, 9, 12 1/4, 16, 20 1/4, 25, 30 1/4, 36, 42 1/4, 60, 100, 200, 400, y 1400 minutos. En el método de Casagrande las lecturas se toman a 6, 15 y 30 seg.; 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos y 1, 2, 4, 8 y 24 horas.

Dependiendo de la información específica deseada del ensayo de consolidación pueden emplearse muchas variaciones en el procedimiento, las modificaciones típicas del ensayo pueden incluir lo siguiente:

1. Si la información deseada es la cantidad de expansión de un suelo expansivo sometido a una presión específica, se aplica dicha presión y se permite al suelo expandir hasta alcanzar equilibrio. En suelos de gran expansión es necesario emplear un anillo que es más alto que la muestra original del suelo.

2. En suelos colapsables puede ser deseable aplicar cargas sucesivas comenzando por la presión de sobrecarga hasta llegar al esfuerzo a ser aplicado en el campo y luego añadir agua para medir el colapso que ocurre con el remojo.

3. Después que la muestra está en equilibrio a la presión de expansión puede aplicarse una serie de presiones a incrementos muy pequeños para obtener muchos puntos en la curva de consolidación en la vecindad de la máxima presión de consolidación en el pasado. Una vez que se haya alcanzado esta presión se usa la razón de carga usual de 2.

4. Cuando se muestrean suelos altamente orgánicos, la reducción en la presión de poros causa que los gases disueltos salgan de la solución y formen burbujas de gas; es deseable ensayar tales muestras en una celda de consolidación que permita la reaplicación de la presión de poros estática original en todo el ensayo, de modo que el gas se redisuelva. Son pues posibles numerosas modificaciones para satisfacer problemas específicos.

OPERACION DE DESMONTAJE

Cuando se remueve la presión de consolidación final, la muestra desarrolla una presión de poros aproximadamente igual a la presión de consolidación final (asumiendo que la muestra está cerca a la saturación).

Durante la operación de desmontaje esta presión de poros negativa tomará agua del reservorio a la muestra y el contenido de humedad final no será igual al contenido de humedad bajo la presión de consolidación final. Es una buena práctica descargar la muestra hasta una presión muy baja por ejemplo 40lbs/pie^2, antes del desmontaje para reducir el tamaño de este error.

CALCULOS

La Curva e-logp, se calcula de la siguiente manera. Calcule la relación de vacíos inicial obtenido con el volumen conocido del anillo y volumen de sólidos del suelo.

Calcule el grado de saturación inicial con el propósito de verificar los números. Calcule la relación de vacíos final asumiendo una saturación de 100%, calcule el cambio en la relación de vacíos durante el ensayo como la diferencia entre las relaciones de vacíos inicial y final.

Determine la deformación total de la muestra de suelo durante el ensayo, mediante las lecturas del deformómetro, reste la deflexión del equipo para obtener la deformación neta. Determine el cambio en la relación de vacíos de la ecuación:

$$\Delta e \quad \frac{\Delta VA}{V_S}$$

donde V, es la deformación neta de la muestra, A es el área de la muestra y Vs es el volumen de sólidos, compare este cambio calculado en la relación de vacíos con el previamente calculado.

DEFLEXION DEL EQUIPO

En un ensayo de consolidación el deformómetro mide la deformación del suelo más la deformación del equipo. Este último está compuesto de la deformación de las piedras porosas y el papel de filtro entre el suelo y las piedras, el cálculo de la curva e-logp, es necesario hacer ajustes debido a la deflexión del equipo.

Las deflexiones del equipo se miden ejecutando un ensayo de consolidación sin tener muestra de suelo. Se asume que estas deformaciones también ocurrirán cuando el suelo esté presente.

DRENES DE PAPEL FILTRO

Los drenes de papel filtro deben utilizarse entre la muestra del suelo y las piedras porosas por dos razones: para prevenir que el suelo entre a las piedras porosas y para ayudar a proporcionar una superficie libre de drenaje.

Si no se usaran drenes de papel filtro, las partículas de arcilla serían presionadas dentro de las piedras durante la consolidación, y si se permite secar las piedras porosas después del uso, la arcilla se acomodará tan firmemente que no podrá ser removida por procesos ordinarios, y como resultado la permeabilidad de la piedra decrecerá marcadamente de modo que las superficies de la muestra del suelo no drenará libremente, parte del problema puede resolverse si las piedras porosas se hierven después de cada uso, durante las burbujas de gas generadas dentro de la piedra durante el hervido tienden a eliminar el suelo sin embargo después de varios usos la permeabilidad de la piedra empieza a disminuir significativamente el problema es más grave con piedras gruesas.

FRICCION DEL ANILLO

Durante la consolidación el suelo se mueve en relación al anillo de consolidación por lo tanto se desarrollan esfuerzos cortantes que resisten al cambio volumétrico los esfuerzos de fricción reducen la presión de consolidación promedio cuando la muestra se comprime y aumenta dicha presión cuando la muestra se expande.

La teoría empleada en el análisis de la influencia de la fricción del anillo en la curva e-logp fue desarrollada por D. W. Taylor, la Fig. III muestra el estado de esfuerzo efectivo en la muestra de suelo al final de la consolidación, las letras P y Q indican la fuerza tomada por la estructura del suelo en la superficie superior y en cualquier superficie dentro de la muestra respectivamente, las letras minúsculas p y q indican los esfuerzos promedios en las superficies correspondientes, el esfuerzo friccionante del anillo varía con la profundidad. A cualquier profundidad z, la carga total que toma la estructura del suelo es igual a la carga aplicada menos la carga transferida del suelo al anillo mediante fuerzas friccionantes entre las profundidades 0 y z así:

$$Q \quad P \quad \sum \tau_Z \quad \Delta Z \quad P \quad \int_0^Z 2\pi R \tau \, dZ$$

CONCLUSIONES

1. Se debe aclarar que en la predicción de los asentamientos desde el punto de vista teórico estos difieren de los que realmente ocurren, esto es obvio debido a las hipótesis y condiciones específicas en que se desarrolla la teoría de consolidación, por otro lado el lapso tan corto de tiempo en que se realizan los ensayos de laboratorio, etc.

2. Es importante observar también, que muchas veces en algunos tipos de cimentación no sólo es importante el máximo asentamiento sino cómo se desarrollan estos con respeto al tiempo.

3. Las pruebas de consolidación se hacen con arcillas saturadas porque son estas las que originan los asentamientos en las estructuras; los asentamientos diferenciales originan momentos flectores adicionales que deben ser previstos para poder ser reducidos convenientemente.

4. Cuando las arcillas tienen un contenido de agua bastante bajo, las cargas transmitidas sobre ellas no producen muchos asentamientos, sin embargo cuando se humedecen producen según el tipo a que pertenezcan asentamientos de consideración.

5. El suelo arcilloso también en algunos casos al humedecerse hincha originando levantamientos principalmente a las estructuras livianas.

6. En la práctica de la Ingeniería Civil el equipo de Consolidación sirve para determinar.
   - Asentamientos
   - Colapsos
   - Hinchamientos
   - Relación de velocidad de asentamiento contra el tiempo
   - Presión de asentamiento en función del tiempo, etc.

7. Es un error establecer como criterio de base para denominar a un suelo arcilla el de su composición granulométrica.

8. Que de los límites de consistencia de los suelos no pueden deducir propiedades de los suelos sin perturbar, ya que la estructura de éstos es determinante para su comportamiento.

9. En la mayoría de ensayos consolidación unidimensional el anillo de confinamiento es metálico e impermeable de modo que el flujo de agua se restringe a la dirección axial, el coeficiente de consolidación obteniendo de este rango se aplica a problemas de campo en donde el flujo también es unidimensional.

10. El coeficiente de permeabilidad del suelo es generalmente mayor en el flujo paralelo a los planos de estratificación que en el sentido vertical, por lo tanto no es generalmente permisible utilizar el coeficiente de permeabilidad determinado de un ensayo de consolidación unidimensional en problemas de drenaje multidireccional en el campo.

11. Para algunos suelos orgánicos donde es difícil obtener muestras inalteradas los coeficientes de compresibilidad y otras propiedades se pueden relacionar con valores de propiedades más fáciles de obtener y corroborar con experiencias.

12. Las deformaciones en el lecho de cimentación se desarrolla en forma consecutiva de arriba hacia abajo. Al aumentar la profundidad, la magnitud de las deformaciones disminuyen gradualmente. Esto se debe a que la presión impuesta es contrarrestada por la resistencia reactiva del suelo la cual aumenta con la profundidad, la profundidad a la cual cesan las deformaciones se conoce como profundidad límite de la zona de deformaciones.

13. La profundidad de la zona de deformaciones que se desarrolla en el estrato va en aumento a medida que crece la carga impuesta y transcurre el tiempo.

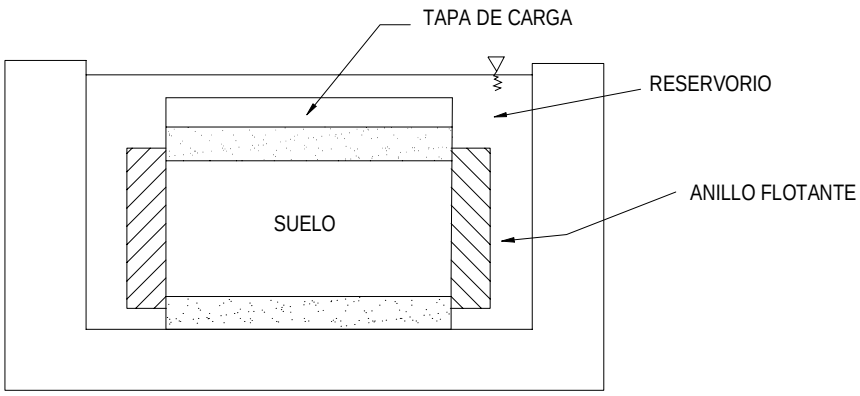


FIGURA No.I: CELDA DE ANILLO RIGIDO Y FLOTANTE

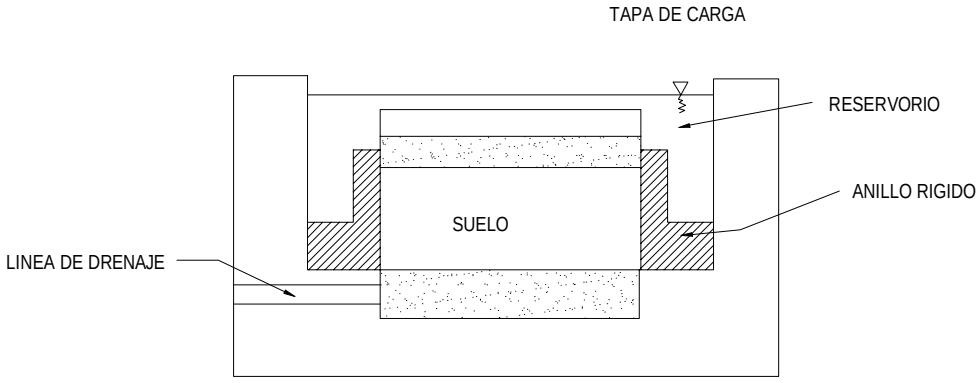


FIGURA No.II: CELDA DE ANILLO RIGIDO

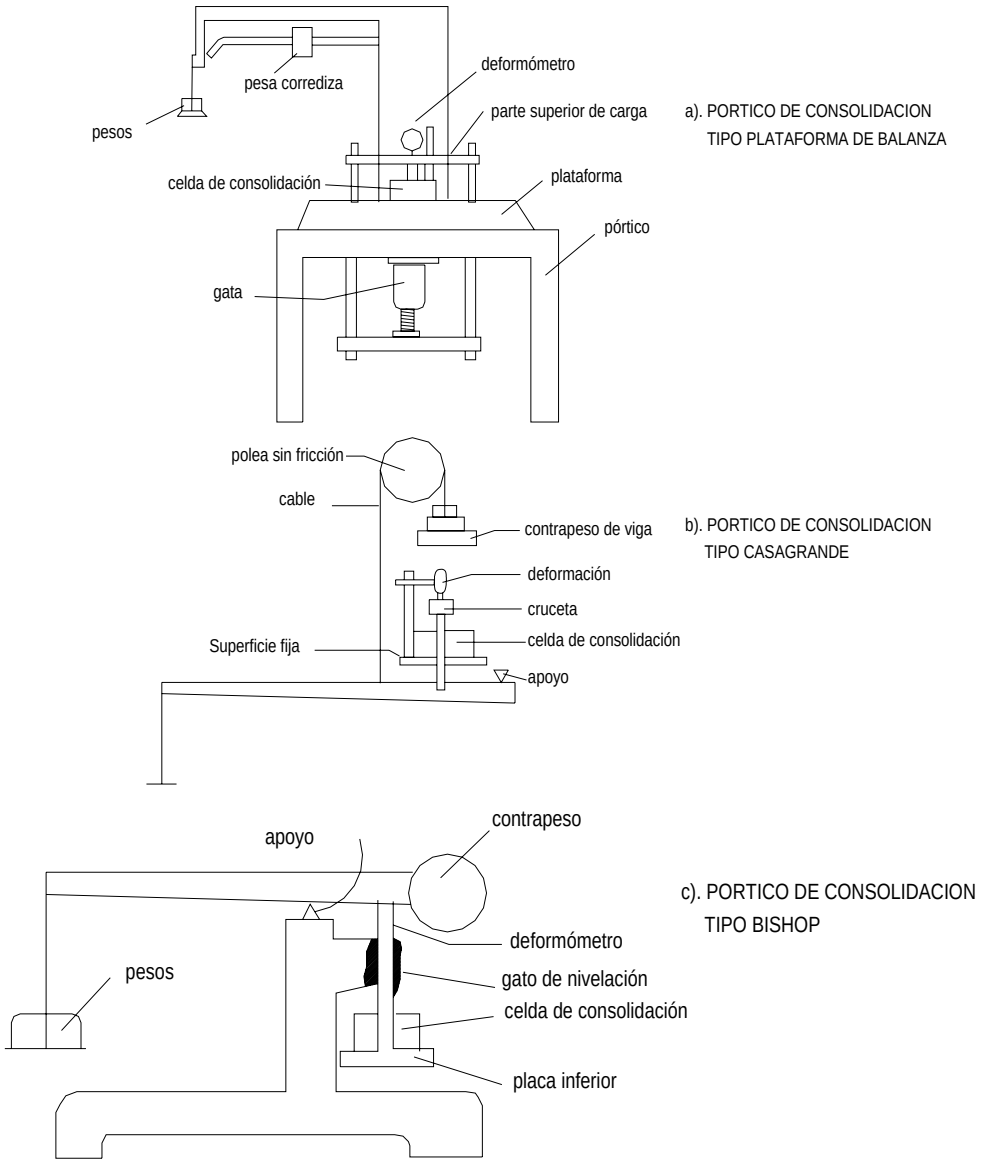


Fig. 2. VISTAS ESQUEMATICAS DE VARIOS TIPOS DE PORTICOS DE CONSOLIDACIÓN MECANICA

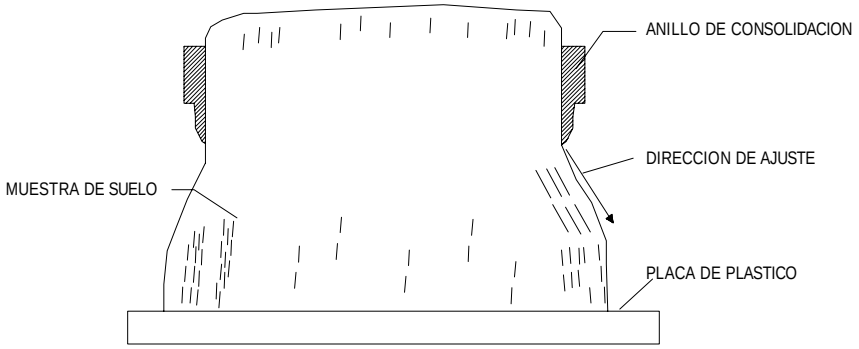
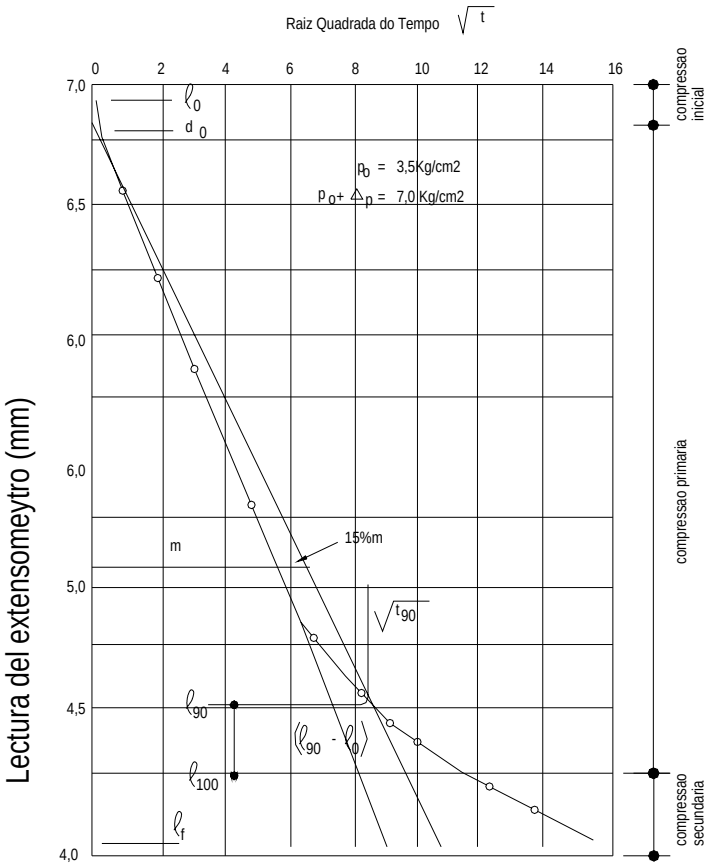
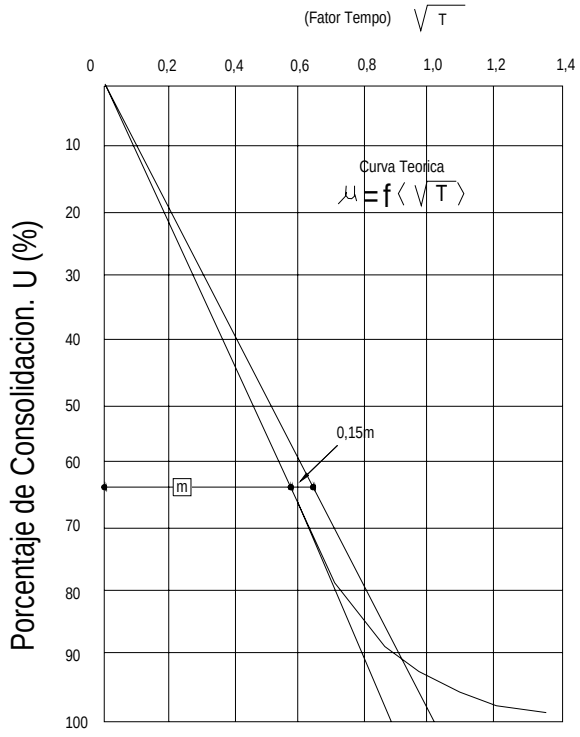
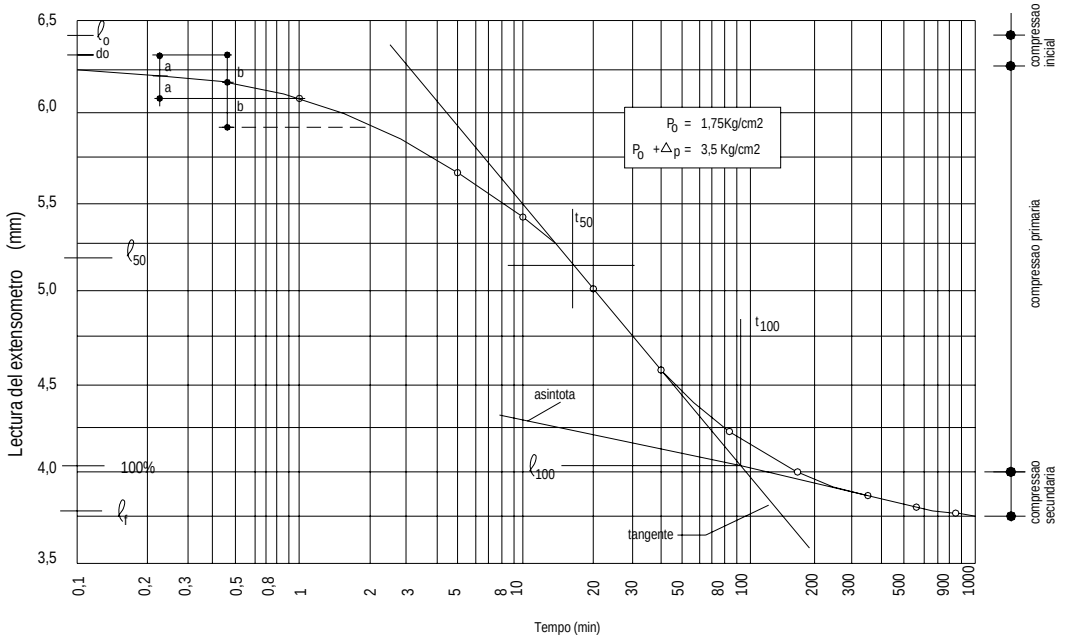
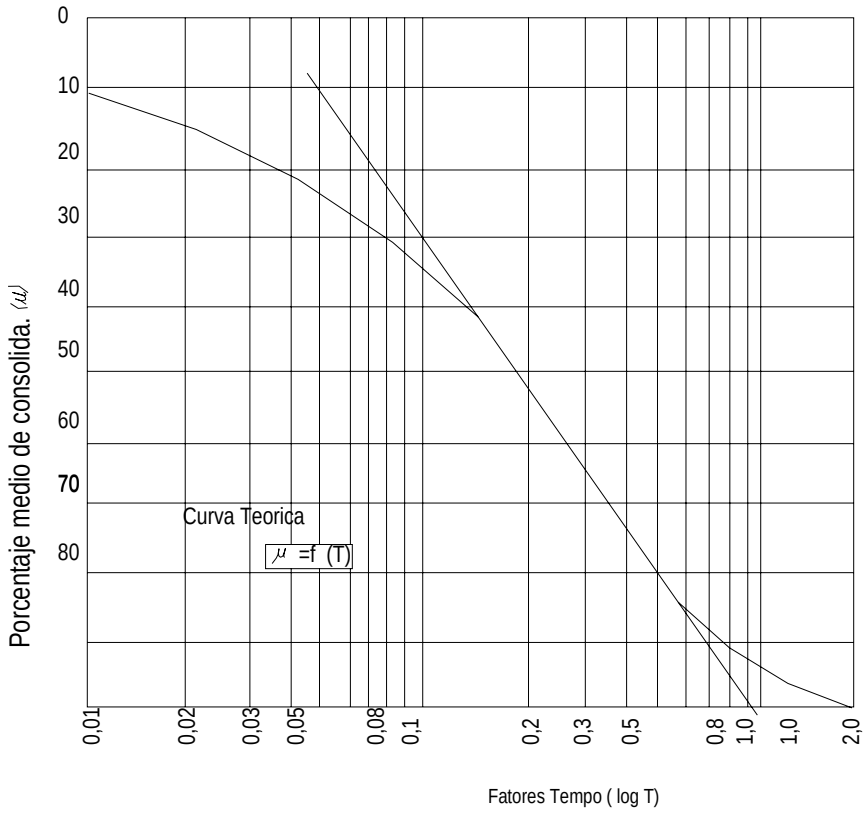


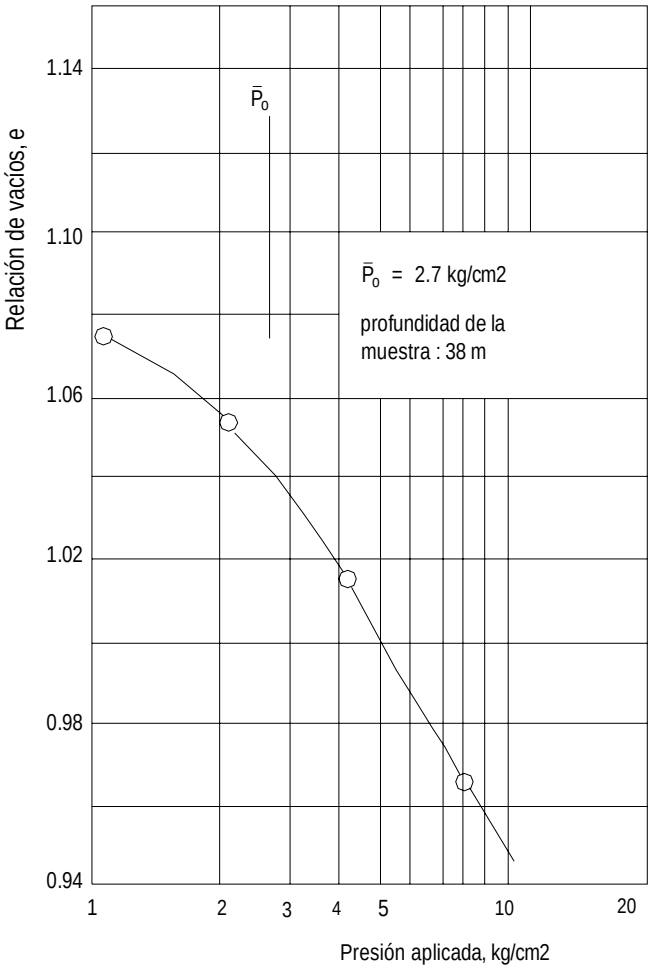
Fig 3. OPERACIÓN DE AJUSTE

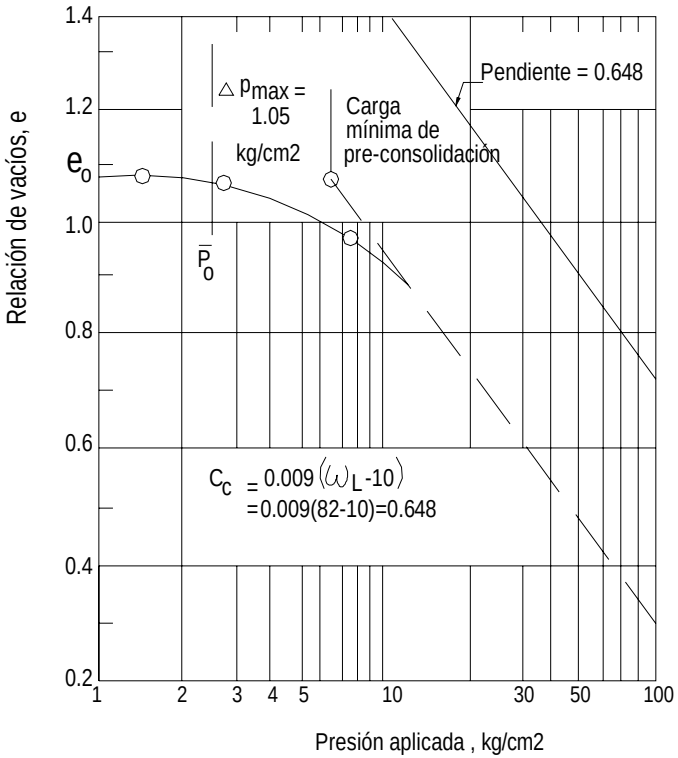

Raiz Quadrada do Tempo $\sqrt{t}$
Lectura del extensometro (mm)
0
2
4
6
8
10
12
14
16
7,0
6,5
6,0
6,0
5,0
4,5
4,0
ℓ_0
d_0
p_0 = 3,5Kg/cm2
$p_0 + \Delta p$ = 7,0 Kg/cm2
m
15%m
$\sqrt{t_{90}}$
ℓ_{90}
$\langle \ell_{90} - \ell_0 \rangle$
ℓ_{100}
ℓ_f
compressao inicial
compressao primaria
compressao secundaria


(Fator Tempo) $\sqrt{T}$
Porcentaje de Consolidacion. U (%)
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
Curva Teorica
$U = f\langle \sqrt{T} \rangle$
0,15m
m


Lectura del extensometro (mm)
6,5
6,0
5,5
5,0
4,5
4,0
3,5
ℓ_o
do
ℓ_{50}
100%
ℓ_f
a
b
P_0 = 1,75Kg/cm2
P_0 +Δ_p = 3,5 Kg/cm2
t_{50}
t_{100}
asintota
ℓ_{100}
tangente
compressao inicial
compressao primaria
compressao secundaria
0,1
0,2
0,3
0,5
0,8
1
2
3
5
8
10
20
30
50
80
100
200
300
500
900
1000
Tempo (min)


Porcentaje medio de consolida. (μ)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Curva Teorica
μ =f (T)
0,01
0,02
0,03
0,05
0,08
0,1
0,2
0,3
0,5
0,8
1,0
1,0
2,0
Fatores Tempo (log T)





Variación de los parámetros de consolidación debido a errores en la escala del dibujo
(la relación de vacíos se dibujo A UNA E scala amplia en la lámina de la izquierda)

SEMINARIO TALLER DE MECANICA DE SUELOS Y EXPLORACION GEOTECNICA

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

ESPECIMEN #1

MUESTRA : MI - 1, C-5

ESTADO : INALTERADO

DIAMETRO = 6.00 cm

ALTURA = 2.00 cm

GRAV. ESP.= 2.70 gr/cm^3

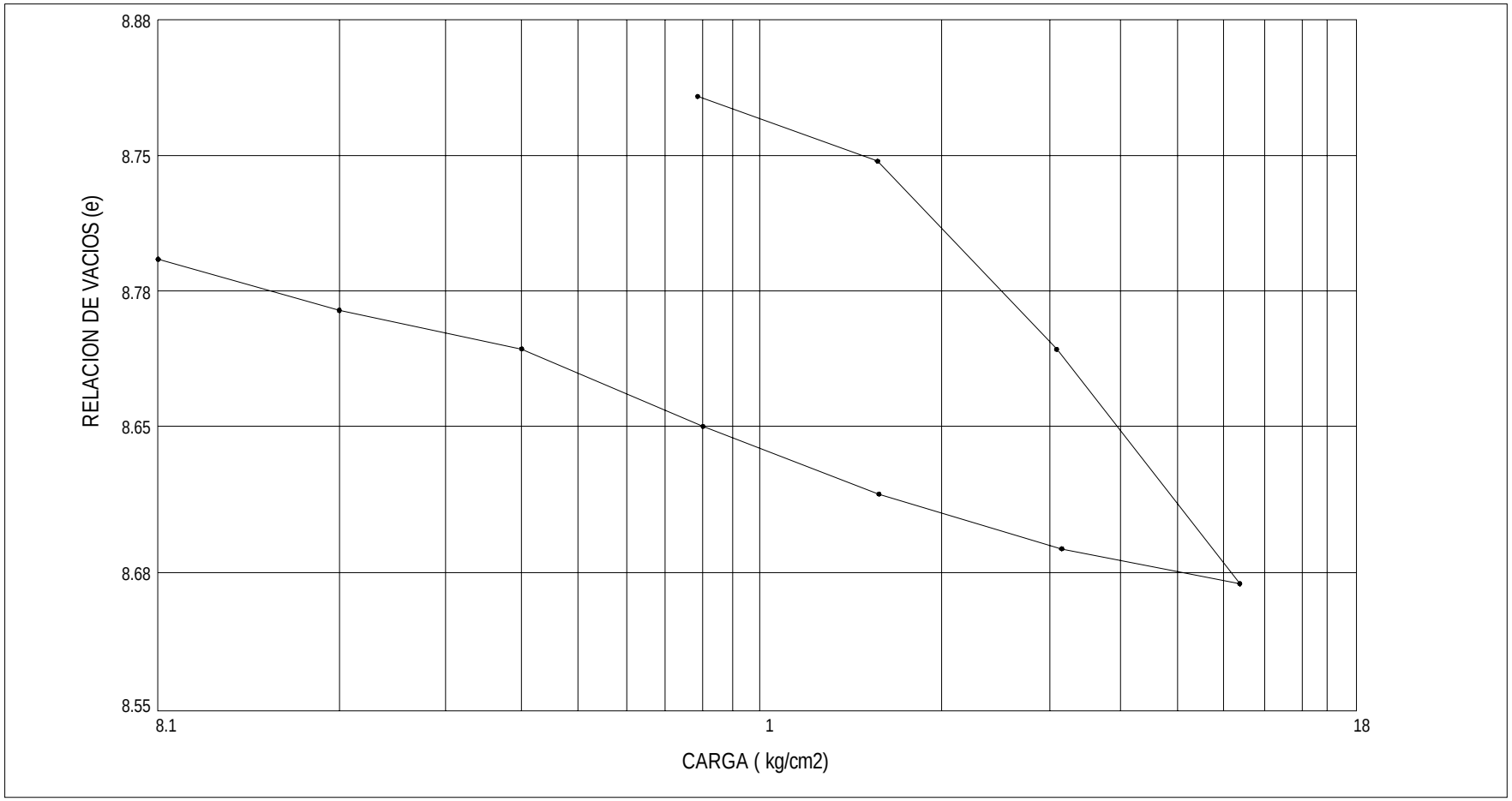
LECT FINAL	ASENT. (mm)	ALT. PROM (e)	RELAC VACIOS	DENS. SECA. (gr/cm)	CONSOL (%)	ALT DREN (mm)	Cv (cm^2/min)
8.530	0.000	20.00	0.79	1.510	0.00	10.00	
8.342	0.188	19.91	0.77	1.524	0.94	9.95	3.392
8.078	0.452	19.77	0.75	1.545	2.26	9.89	3.392
7.329	1.201	19.40	0.68	1.606	6.01	9.70	3.392
6.400	2.130	19.94	0.60	1.690	10.65	9.17	1.047
6.530	2.000	19.00	0.61	1.678	10.00	9.50	
6.752	1.778	19.11	0.63	1.657	8.89	9.56	
7.020	1.510	19.25	0.65	1.633	7.55	9.62	
7.337	1.193	19.40	0.68	1.606	5.95	9.70	
7.503	1.027	19.49	0.70	1.592	5.14	9.71	
7.691	0.839	19.58	0.71	1.576	4.20	9.79	

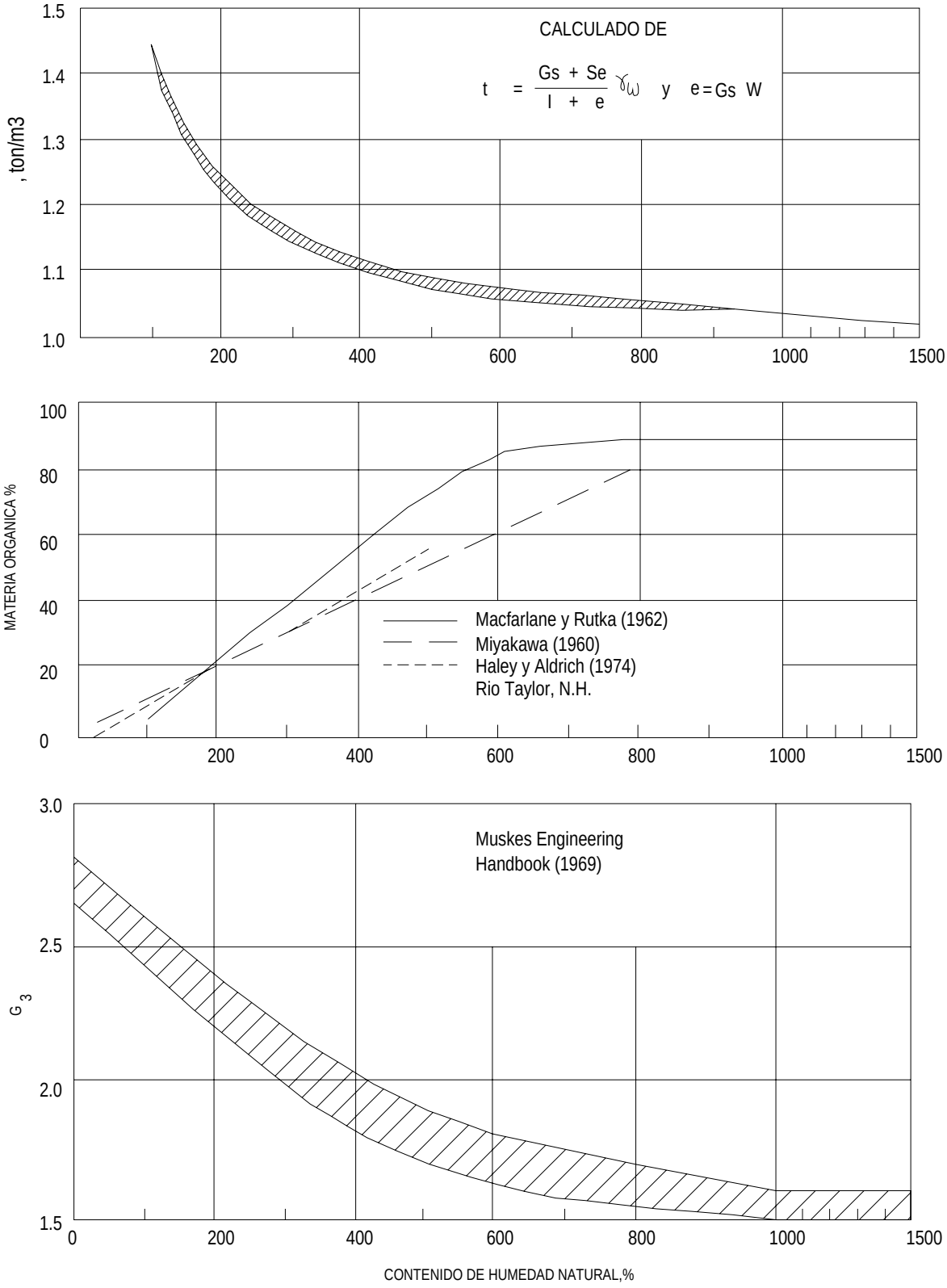
COEFICIENTE DE COMPRESIÓN Cc = 0.270

PRESION DE CONSOLIDACIÓN Pc = 1.80 kg/cm^2

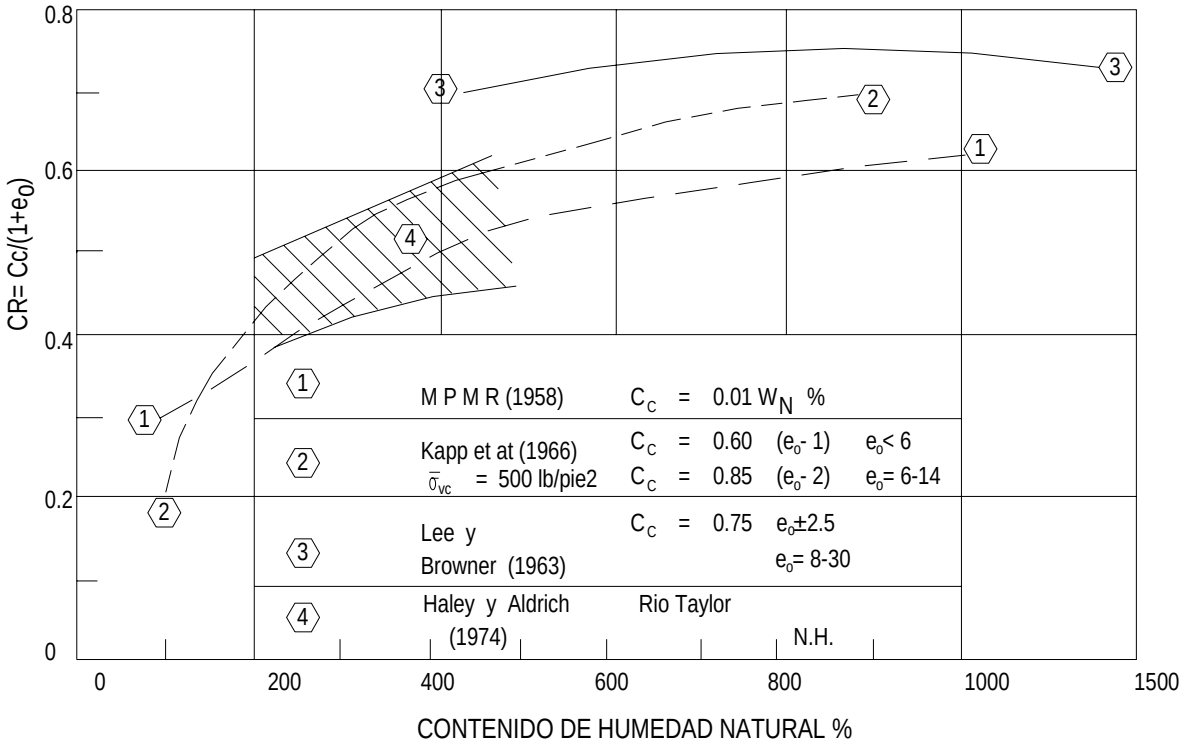
SE CONTROLO LA EXPANSION CON UNA CARGA DE 0.6 Kg/cm^2

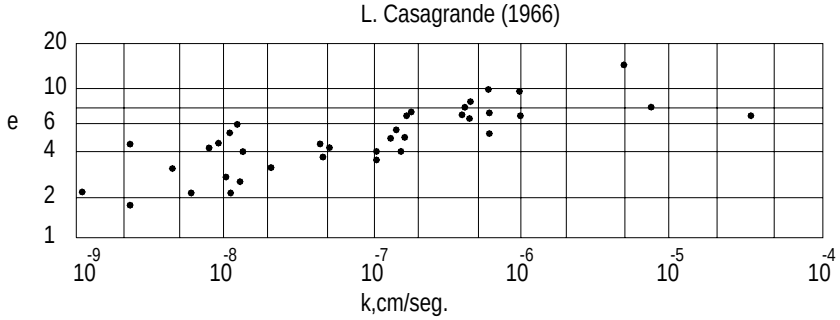
CURVA TIPICA DE CONSOLIDACION

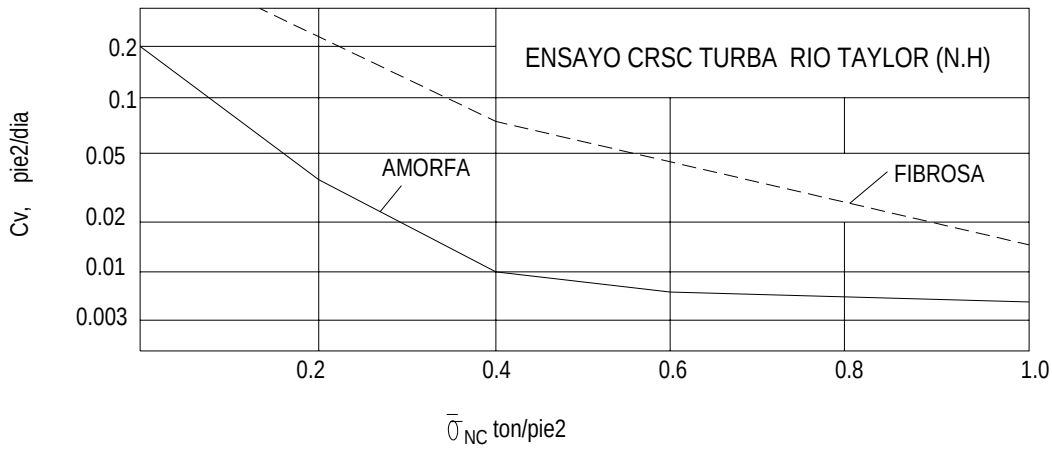




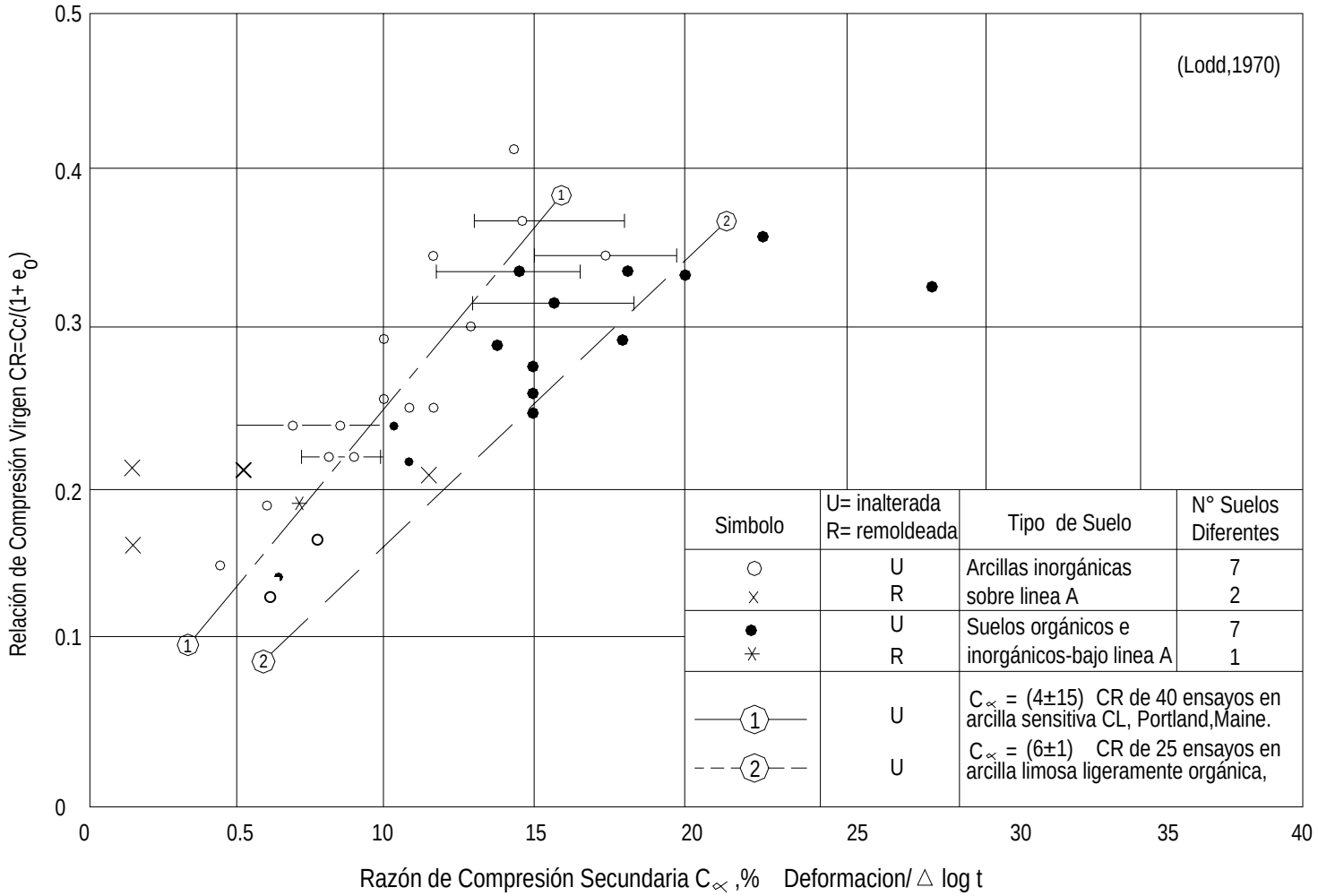
PROPIEDADES INDICE DE TURBAS



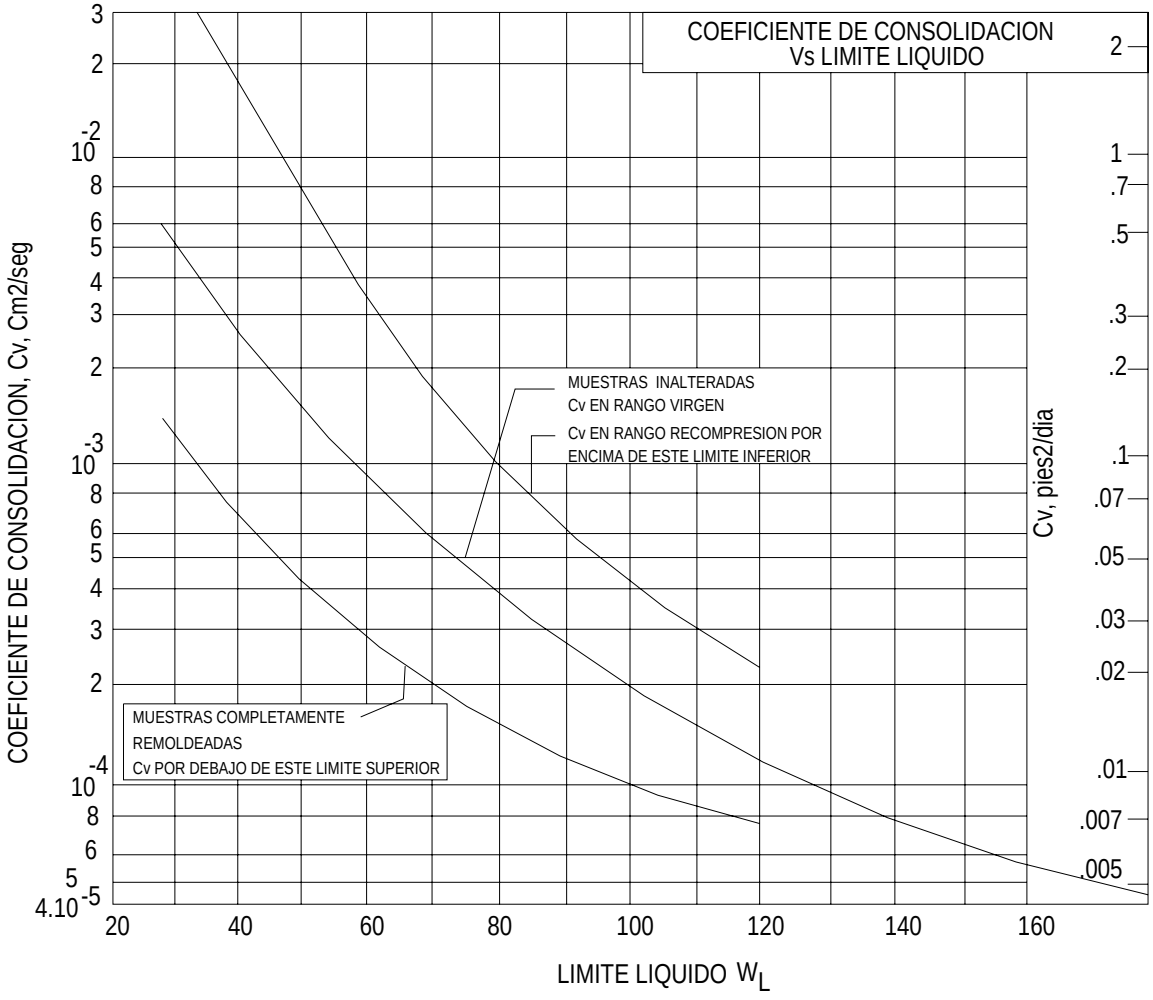




PROPIEDADES INGENIERILES DE TURBAS



RAZON DE COMPRESIÓN SECUNDARIA VS. COMPRESIBILIDAD PARA SUELOS COHESIVOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS



CORRELACION EMPÍRICA DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

Novdocks DM-7 (1961)

ENSAYOS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Ing. Wilfredo Gutiérrez Lázares*

1.0 ENSAYOS DE RESISTENCIA CORTANTE

Las características mecánicas de los suelos y ensayos in-situ, están tradicionalmente caracterizadas por la determinación de los parámetros de resistencia; el ángulo de fricción interna "ϕ" y la cohesión "c". Estos parámetros son medidos exclusivamente en el laboratorio sobre muestras inalteradas, mediante ensayos de corte directo o por ensayos de compresión triaxial. Para algunos requerimientos en determinar rápidamente la resistencia al corte de un suelo, se puede aceptar ampliamente el ensayo para muestras de suelo cohesivo mediante el método de compresión no-confinada.

Como ya se observó, la presencia de los diferentes suelos que conforman la zona de trabajo corresponden a granulometría fina y están adotados de cohesión, permitiendo la operación de toma de muestras inalteradas sin disturbar el suelo. En muchos casos, a pesar de las precauciones tomadas no se puede tener certeza de la representatividad de la muestra, más aún cuando esta muestra se transporta de la obra al laboratorio, aumentando la perturbación. Para evitar el exceso de perturbación en la muestra y asegurar resultados de ensayos confiables, se puso especial cuidado en la toma de muestra empleando herramientas como cuchillo, espátula y barretilla que permitieron un tallado especial, para luego proceder al parafinado de la muestra obtenida, con la finalidad de conservar las condiciones de humedad natural. Luego de parafinada la muestra se procedió a su empaquetadura para luego en cajas de madera protegidas con aserrín ser remitidas al laboratorio geotécnico del CISMID en Lima.

Los ensayos de laboratorio son generalmente largos y costosos, e incluso para estudios importantes se trata de limitar el número de éstos ensayos. Finalmente se dispone de datos relativamente aislados y fragmentarios, tendiéndose a propiciar la seguridad eligiendo los resultados más débiles, dejando de lado la estadística en la determinación de las características mecánicas, que implican un mayor número de datos.

Para la obtención de los parámetros de resistencia se programó una serie de ensayos realizados con diferentes muestras remitidas al laboratorio. Se realizaron 2 ensayos de compresión no-confinada, 5 ensayos de corte directo y 5 ensayos de compresión triaxial en el laboratorio. Los ensayos se realizaron de acuerdo a las normas de la American Society for Testing and Materials:

- Ensayo de Compresión No-confinada (ASTM D-2166).
- Ensayo de Corte Directo (ASTM D-3080)
- Ensayo Triaxial - sin medición de presión de poros (ASTM D-2850). Además, el ensayo Triaxial con medición de poros (Bishop y Henkel - 1962).

2.0 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

El estado límite de equilibrio de un suelo involucra un deslizamiento a lo largo de una superficie de falla. En un elemento de esta superficie la resistencia al corte γ está en función creciente del esfuerzo normal σ y la envolvente de los círculos de Mohr que definen el estado de las deformaciones se conoce como: curva intrínseca de Caquot. En un suelo esta curva es asimilable a una recta y el criterio de falla será:

---

* *Docente de la Facultad de Ingeniería Civil-UNI*

$$t = c + \sigma \times \phi$$

conocida como la recta de Coulomb.

Podemos apreciar que esta fórmula, que representa la resistencia al corte de un suelo, depende de dos parámetros fundamentales: la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ.

La relación más importante de la Mecánica de Suelos considerando la fase líquida es la que desarrolla una presión u, llamada presión intersticial, obteniendo:

$$\sigma = \overline{\sigma} + \mu$$

donde:

σ' es el esfuerzo efectivo o intergranular, luego la ley de Coulomb puede escribirse como:

$$\tau = \overline{c} + \overline{\sigma} \ \text{tg} \ \overline{\phi}$$

donde:

c' y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción interna efectivos.

Los valores de las características de corte dependen del modo operatorio, según haya drenaje o no, según la velocidad de corte o carga sea lenta o rápida, se pueden obtener valores completamente distintos. Por ello, para determinar la curva intrínseca, se adoptan convencionalmente los valores de los esfuerzos tangenciales que corresponden a los máximos (picos) de las curvas esfuerzo-deformación ó el valor asintótico, llamado resistencia "residual". Pero se puede obtener los valores de ϕ y de c que se deseen, fijando el porcentaje de deformación. Luego estos valores se reemplazan en las Ecuaciones 3.1 ó 3.3, según el caso, donde se aprecia que no dependen de la deformación. Se puede notar que, como se trata de fórmulas establecidas en la hipótesis de la plasticidad perfecta, o sea, de grandes deformaciones, se debería aplicar los valores de ϕ y de c correspondientes al valor residual. Pero es aplicable, en la mayoría de los casos, a los valores picos.

Para determinar los parámetros drenados de la resistencia cortante del suelo, se realizaron ensayos de campo y de laboratorio; con el propósito de verificar los valores de los ensayos de laboratorio, se diseñó y construyó un equipo de campo para realizar ensayos de corte directo in-situ. En este capítulo se describe el equipo de campo utilizado y se comparan los valores de las resistencias cortantes obtenidas en ambos ensayos.

3.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron cinco ensayos de corte directo con las distintas muestras obtenidas bajo condiciones de contenido de humedad natural y bajo condiciones saturadas. El Anexo 4 presenta los resultados de los ensayos realizados y el Cuadro 3.2 resume los valores más importantes del ensayo de corte directo en laboratorio. Estos parámetros de resistencias obtenidos corresponden a los valores picos de esfuerzos tangenciales. Los valores de cohesión, de las arcillas se encuentran muy próximas cuando se ensayan en condiciones naturales. Los materiales limosos aumentan la cohesión cuando se

ensayan bajo condiciones saturadas. Los valores altos y tan dispersos de ϕ en las arcillas, puede deberse a la presencia de materiales cementantes que incrementan la resistencia al corte. Por otro lado los valores de $\bar{\phi}$ para los materiales limosos son en algunos casos bajos, tal vez por la presencia de material más fino que proporciona cierta plasticidad.

4.0 ENSAYOS IN-SITU

Se ha visto que los parámetros de resistencia cortante utilizados en el análisis de estabilidad a largo plazo son del tipo consolidado drenado. La manera usual de determinarlos es mediante ensayos de laboratorio de corte directo o triaxiales en muestras inalteradas. La obtención y transporte al laboratorio puede producir perturbaciones en las muestras, con la consecuencia de obtener resultados de ensayo de laboratorio que no reflejen las condiciones de campo.

Dadas las características especial del suelo del talud y con el propósito de verificar los resultados de los ensayos de corte directo en el laboratorio, se diseñó y construyó un equipo de campo para ejecutar ensayos de corte directo in-situ. A continuación se describe el equipo de campo y el procedimiento de ensayo, y se presenta una comparación de las resistencias cortantes drenadas obtenidas con dicho equipo y los resultados de los ensayos de corte directo en el laboratorio, ejecutados en muestras de distintas partes del talud.

Se realizaron cinco ensayos de corte directo in-situ en distintas partes del talud, para determinar los parámetros de resistencia cortante drenada del suelo. Los ensayos los realizó el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería. Los principales componentes del equipo son:

- Caja Metálica.- empleada para confinar la muestra y aplicar la carga horizontal y vertical, de dimensiones 0.30 x 0.30 x 0.30 m.

- Sistema de Transmisión de Carga.- sobrecarga apoyada sobre dos vigas de acero para transmitir la carga vertical. Una placa y el terreno para transmitir la carga horizontal.

- Polines.- cilindros de acero de 2" de diámetro colocados entre dos planchas metálicas de 1" de espesor. Este sistema evita el desplazamiento del gato que transmite la carga vertical.

- Gatos Hidráulicos.- capaces de transmitir la carga vertical y horizontal al espécimen. Los gatos tienen una capacidad de 20 toneladas

- Extensómetros.- para medir desplazamientos verticales y horizontales desarrollados durante el ensayo (aproximación de 0.01 mm).

Se realizó la excavación del terreno y el tallado inicial de las muestras a ensayar. El tallado inicial se realizó empleando pala, pico y barreno, consiguiendo posteriormente las dimensiones de ensayo con espátulas, barretillas y cuchillos. Se monta luego la caja metálica de confinamiento y el resto del equipo sobre el espécimen de ensayo.

Teniendo la muestra y el equipo listos, se procede a la aplicación de las cargas vertical y horizontal mediante los gatos hidráulicos. Se aplica la carga vertical en incrementos hasta alcanzar el esfuerzo vertical requerido, anotándose la deformación vertical alcanzada. Luego se aplica la carga horizontal en incrementos, registrando las deformaciones producidas, hasta notar un decremento de la carga horizontal, que indica falla. Se emplearon en el ensayo, esfuerzos verticales normales de 1, 2 y 4 Kg/cm². Se midieron esfuerzos tangenciales máximos de hasta 3.2 Kg/cm² en los ensayos.

Algunas conclusiones que se pueden extraer de la comparación de los resultados de los ensayos de laboratorio y los ensayos in-situ de corte directo, son:

- Los parámetros de resistencia cortante drenada obtenidos de los ensayos de corte directo en el laboratorio son función del tipo de suelo, su composición química y su contenido de humedad durante el ensayo.

- Los parámetros de resistencia cortante drenada obtenidos del ensayo de corte directo in-situ presentan valores similares a los obtenidos en los ensayos de corte directo en el laboratorio. En promedio los valores del ángulo de fricción interna obtenidos en el laboratorio difieren en 3° y los valores de la cohesión en laboratorio para las muestras de arcillas difieren en 0.2 Kg/cm² con los valores de campo.

- Los materiales más arcillosos presentan valores de resistencia drenada menores que los materiales limosos. Los materiales limosos contienen un porcentaje mayor de carbonatos.

- El equipo presentado para realizar ensayos de corte directo in-situ es relativamente sencillo de construir, tiene un costo bajo y necesita adicionalmente solo dos gatos hidráulicos.

- El procedimiento de preparación de especímenes y ejecución de ensayo es simple y rápido, descartándose en el ensayo la perturbación que puede sufrir la muestra inalterada de laboratorio durante su extracción y transporte.

ENSAYO TRIAXIAL DINAMICO

Ing. Denys Parra Murrugarra*

La dinámica de suelos es una parte de la mecánica de suelos la cual trata acerca de las propiedades de ingeniería y el comportamiento del suelo sometido a esfuerzos dinámicos.

Las cargas dinámicas que actúan sobre cimentaciones y estructuras de suelo pueden originarse debido a terremotos, explosiones de bombas, operaciones de maquinarias y martillos, operación de construcción (tales como hincado de pilotes), explosiones en canteras, tráfico intenso (incluyendo aterrizaje de aviones), viento, carga debido a la acción de las olas en el agua. La naturaleza de cada una de estas cargas es bastante diferente de las otras, siendo los terremotos los que constituyen la fuente más importante de cargas dinámicas sobre estructuras y cimentaciones.

Estos problemas de la ingeniería práctica requieren el conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo. Por ejemplo, la cimentación para una estación de radar movible puede tolerar solo niveles de deformación muy pequeñas. En el caso de cargas explosivas se debe conocer los esfuerzos y desplazamientos causados por dicha explosión a grandes distancias, para el diseño de estructuras de refugio subterráneos. La vibración del terreno debido a un sacudimiento sísmico es debido a la transmisión ascendente de las ondas desde la roca a los estratos de suelo más sueltos, por tal motivo es necesario estimar las propiedades físicas de los suelos bajo estas condiciones para predecir la respuesta del terreno.

Las principales propiedades de los suelos que necesitan ser determinadas en dinámica de suelos e ingeniería geotécnica son:

1. Resistencia al corte evaluada en términos de razón de deformación y características de esfuerzo-deformación.
2. Módulo dinámico, módulo de Young, módulo de corte, módulo de volumen y módulo de confinamiento.
3. Relación de Poisson.
4. Amortiguamiento.
5. Parámetros de licuación: relación de esfuerzo de corte cíclicos, deformación cíclica y desarrollo de la presión de poros.

En tal sentido, desde la década del 50, se han desarrollado una variedad de métodos de campo y laboratorio para evaluar dichas propiedades dinámicas de los suelos. A continuación se presentan los ensayos de laboratorio en condición de carga cíclica más comúnmente usados:

1. Ensayo de Corte Directo Cíclico (Peacock y Seed, 1968; Finn et al, 1970; Seed y Peacock, 1971).
2. Ensayo de Compresión Triaxial Cíclica (Seed y Lee, 1966; Lee y Seed, 1967).
3. Ensayo de Corte Torsional Cíclico.
4. Ensayo de Columna Resonante.

A continuación se presenta el aparato de compresión triaxial cíclico que en 1988 fue instalado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, se hace una breve descripción de sus componentes y se describe los ensayos que se pueden llevar a cabo en este equipo.

---

* *Docente de la Universidad Nacional de Ingeniería y Jefe del Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC.*

INTRODUCCION

El ensayo triaxial fue desarrollado por Seed y Lee (1966) para estudiar los factores que controlan la licuación de arenas saturadas. Debido a su relativa simplicidad y a la gran disponibilidad del equipamiento necesario, es todavía el procedimiento de ensayo más comúnmente usado. En este ensayo una muestra cilíndrica y saturada de arena es consolidada bajo un cierto esfuerzo efectivo. Se previene todo drenaje y luego la muestra es sometida a ciclos de cambio de esfuerzo axial.

Mediante este modelaje de la aplicación de un esfuerzo desviador cíclico para representar el comportamiento de campo de depósitos de suelos, se pueden realizar los siguientes ensayos en el equipo triaxial cíclico:

- Ensayo de Licuación de Arenas, para evaluar la resistencia a la carga cíclica de especímenes de arenas saturadas

- Ensayo de Deformación Dinámica para evaluar el Módulo de Young y Factor de Amortiguamiento de los Suelos.

DESCRIPCION DEL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO

Este equipo permite preparar especímenes, confinarlos, saturarlos, consolidarlos y aplicarles una carga cíclica que induce esfuerzos de corte cíclicos en planos de compresión triaxial, simulando el efecto de un movimiento sísmico y la inmediata respuesta dinámica del modelo ensayado.

Todo el sistema de carga es neumático, es decir, accionado por aire presurizado, accionado por un motor eléctrico. Este aire presurizado es a su vez controlado por válvulas reguladoras.

El sistema de medición y adquisición de datos es electrónico, pudiéndose monitorear todo el desarrollo de la prueba tanto en forma analógica como digital, ya sea en forma de gráficos continuos o en la computadora.

El equipo se complementa con una microcomputadora en la cual se dispone de todo el software para el procesamiento de la información obtenida en el ensayo.

Eventualmente el equipo puede ser usado para llevar a cabo ensayos triaxiales convencionales. Además, se pueden realizar ensayos con consolidación anisotrópica, debido a la independencia entre el sistema de aplicación de la presión de confinamiento horizontal y vertical.

A continuación se describen brevemente sus componentes:

Panel de Presión de Confinamiento y Saturación

Esta unidad (Fig. 1) permite:

a) Aplicar en forma independiente la presión de confinamiento horizontal y vertical.
b) Hacer circular agua desairada a través del espécimen.
c) Aplicar una contrapresión de agua, ya sea por la parte inferior del espécimen para la saturación, o por la parte superior e inferior simultáneamente, en la etapa de consolidación.
d) Medir la deformación volumétrica que experimenta el espécimen cuando es sometido a consolidación.

Celda Triaxial

Es una cámara de presión que permite la entrada y salida de un pistón por su parte superior, el que acciona axialmente sobre el espécimen. Consta de un plato base y un plato superior de material inoxidable, separados por un cilindro de plástico transparente. El plato base lleva empernado un cabezal inferior, sobre el cual se monta la probeta. El plato superior posee un transductor magnético de alta sensibilidad para la medición de pequeñas deformaciones ubicado en el cabeza superior. Ambos cabezales tienen conexión de drenaje. La línea de drenaje inferior está conectada a un transductor de presión de poros ubicado fuera de la celda.

La carga axial aplicada al espécimen puede ser medida mediante una celda de carga, dispuesta en serie con el pistón de carga dentro de la celda triaxial. En la parte inferior fuera de la celda se encuentra el bloque de válvulas las cuales regulan: la entrada de agua a la celda triaxial; la contrapresión; el drenaje; y la medición de la presión de poros (ver Fig. 2).

Marco de Carga

Es una prensa neumática mediante la cual se puede aplicar al espécimen cargas estáticas o cíclicas dependiendo de la naturaleza del ensayo (Fig. 3). Consta de un actuador de aire el cual es un pistón de doble acción que tiene un ingreso de presión estática por la parte inferior y otro de presión dinámica por la parte superior. El movimiento producido es debido a la diferencia de áreas entre dos válvulas de Bellofram y a la variación de la presión de aire en el compartimiento superior, el cual es regulado por la unidad de carga neumática. Esta variación de la presión dinámica genera el movimiento sinusoidal al realizar el ensayo.

Unidad Neumática de Carga Dinámica Sinusoidal

Este sistema (Fig. 4), controla las características y magnitud de la carga axial estática y dinámica que son inducidas al espécimen cuando se realiza el ensayo cíclico. Sus componentes son:

a) Generador de Funciones.- en esta unidad se programan las características de la carga cíclica, es decir: la frecuencia y la amplitud de la señal que actuará sobre el espécimen.

b) Contador de Ciclos.- nos indica el número de ciclos de carga que están siendo aplicados al espécimen durante la realización del ensayo. Permite además fijar con anterioridad un número de ciclos de carga que se desea aplicar.

c) Reguladores de Presión y Manómetros.- los cuales regulan y registran la presión en esta unidad y sus componentes.

Sistema de Adquisición de Datos

Como se indicó anteriormente, todo el sistema, tanto de medición como de registro de datos es electrónico, no habiendo necesidad de tomar adicionalmente ningún dato en forma manual, durante el desarrollo del ensayo.

Todas las necesidades de medición se realizan a través de sensores de precisión, los cuales están conectados a transductores eléctricos que al ser activados, emiten una señal analógica en forma de impulsos eléctricos en pequeños rangos de voltaje, que son enviados hacia un aparato receptor para su posterior procesamiento.

El sistema de adquisición de datos, lo conforman los siguientes equipos:

a) Convertidor Analógico Digital.- aparato de medición de deformación dinámica digital modelo DRA-10A, diseñado para la medición de deformación en paralelo y controlada por una computadora externa.

b) Oscilógrafo Visigraph 5L40.- es un registrador analógico de canal múltiple que imprime el registro en un papel fotosensible por medio de haces luminosos.

c) Microcomputadora NEC PC-9801.- de 640 Kb de memoria, controla todo el proceso de adquisición de datos, almacenando en diskettes la información procedente del convertidor en forma de señales digitales.

Compresor de Aire

Suministra y mantiene el aire presurizado que utiliza el equipo. Tiene un dispositivo automático por el cual se activa cuando el valor de la presión desciende por debajo de un cierto valor, asegurando así una presión constante durante todo el desarrollo del ensayo.

ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

Preparación del Espécimen y Montaje Inicial

Para este efecto se usa un molde partido y un pequeño compactador. Este molde se adosa al cabezal inferior, cuidando que la membrana no sufra desviaciones ni cortes. Luego de ubicado se asegura su posición definitiva con dos abrazaderas que impiden el movimiento relativo de las partes del molde y la aparición de aristas libres que pueden romper la membrana.

Puesto el molde, la parte saliente de la membrana se dobla sobre él, dejando el interior liso, sin arrugas o dobleces y adherido al molde, lo que se consigue haciendo vacío a través de la manguera que lleva el molde.

Una vez preparado el espécimen, se pone el cabezal superior, se sube la membrana y se colocan los anillos de goma (o'ring). Se aplica un pequeño vacío por la parte superior de -0.1 a -0.2 Kg/cm^2 y se retira el molde partido. Con el vacío en el interior de la probeta se toman las medidas de esta con una precisión de ± 0.001 cm. Se miden los diámetros superior medio e inferior (se descontará el espesor de la membrana) y tres alturas con puntos equidistantes. Como medidas del espécimen se toman los valores promedios. Finalmente se cierra la celda triaxial.

Presión de Confinamiento y Saturación

Para aplicar esta presión se introduce agua en la celda triaxial, dejando un colchón de aire en la parte superior para minimizar los cambios de presión de celda que induce la entrada y salida del pistón de carga. Se disminuye el vacío a cero y simultáneamente se lleva la presión de celda al valor numérico del vacío antes aplicado. A continuación por la línea de drenaje inferior se aplica una pequeña presión de agua con el objeto de ir saturando la muestra por percolación. Mientras menor sea esta presión, mayor será la cantidad de aire desplazado de los vacíos del suelo.

Teniendo conectado el sistema de contra-presión y manteniendo cerrada la línea de drenaje superior y abierta la inferior, se aumenta paralelamente el valor de la contra-presión y la presión de celda, manteniendo una diferencia de 0.1 a 0.2 Kg/cm^2 entre estas dos presiones, hasta llegar a un valor de 0.2 Kg/cm² de contra-presión y 0.3 o 0.4 Kg/cm² de presión de celda.

Dejando que el sistema se estabilice, se procede a medir el grado de saturación del espécimen, por medio del coeficiente B de Skempton para lo cual se cierra la línea de drenaje inferior, se aumenta paralelamente la contra-presión y la presión de celda en 0.2 Kg/cm², como la línea de drenaje está cerrada, el aumento de la contra-presión no afectará al espécimen, solo producirá el aumento de la presión de celda, el cual producirá a su vez un incremento de la presión de poros al interior del espécimen. Se mide esta presión (Δu), luego:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c}$$

donde:

Δu = aumento de la presión de poros
$\Delta \sigma_c$ = aumento de la presión de celda.

Se considera el espécimen aceptablemente saturado cuando B = 0.95. Si B $\leq$ 0.95, significa que aún existen burbujas de aire atrapadas, para lo cual, se abre la línea de drenaje superior permitiendo la circulación del agua a través del espécimen, la cual a su vez irá desalojando el aire existente. Después de un cierto tiempo se vuelve al paso de aumentar paralelamente ambas presiones cerrando ambas líneas de drenaje. Se repite este procedimiento hasta que el espécimen se encuentre saturado (B = 0.95).

Consolidación

Después de saturar la probeta se aumenta la presión de cámara a los valores pertinentes de modo de consolidar a un valor de esfuerzo efectivo deseado, manteniendo cerradas las líneas de drenaje. Realizando la conexión del sistema a través de la pipeta volumétrica, se deja disipar el aumento de la presión de poros producido por la diferencia de las presiones anteriores, abriendo las líneas de drenaje superior e inferior, hasta alcanzar el valor de la contra-presión aplicada. Luego de la consolidación se mide la deformación volumétrica (ΔV), que el espécimen ha experimentado por efectos de ésta, en la pipeta volumétrica y se calcula la deformación axial.

El área final del espécimen se calcula:

$$A_f = \frac{V_i \quad \Delta V}{h_i \quad \Delta h}$$

Aplicación de la Carga Cíclica

Se elige la relación de esfuerzos cíclicos del ensayo (R) y se calcula el valor máximo de la onda de carga como sigue:

Como $R = \frac{\sigma_d}{2\ \overline{\sigma_o}}$ σ_d =esfuerzo desviador

$\overline{\sigma_o}$ =esfuerzo efectivo de confinamiento inicial

y $\sigma_d = \frac{F_c}{A_f}$ F_c = valor máximo de la onda de carga

$F_c = \overline{\sigma_o}\ R\ 2\ A_f$

Se cierran las válvulas de drenaje y se aplica la carga cíclica de amplitud y frecuencia deseada. Se registra en el convertidor analógico / digital las señales emitidas por los siguientes transductores de medición:

- Fuerza axial externa
- Fuerza axial interna
- Presión de Poros
- Deformación axial

Adicionalmente se imprime en papel fotosensible del oscilógrafo las señales analógicas continuas de estos cuatro canales de medición vs el tiempo.

ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

Un elemento de arena saturado sometido a esfuerzos de corte reversibles cíclicos, genera el incremento en las presiones en el agua en los poros y la consiguiente disminución de los esfuerzos efectivos.

En el ensayo triaxial cíclico es posible determinar el exceso de presión de poros, u_r, que se genera en un número n de ciclos de carga y especialmente el número de ciclos N_c que hará que u_r alcance el valor del esfuerzo efectivo de confinamiento, produciéndose la licuación del suelo. La Fig. 5 muestra un registro típico del ensayo de licuación.

Para tal efecto se mide el exceso de la presión de poros u_r al término de cada ciclo de carga y se gráfica este valor normalizado por el esfuerzo efectivo de confinamiento vs el número de ciclos, en escala semi-logarítmica. También se mide la deformación axial unitaria, en porcentaje, en el pico de compresión y extensión, graficándolas simultáneamente vs el número de ciclos, en escala semi-logarítmica (Fig. 6).

Finalmente, se mide el número de ciclos para producir una deformación del 5% y 10% en doble amplitud, N5 y N10, respectivamente y el número de ciclos en el momento de producirse licuación, N_c, esto ocurre en el instante en que $u_r = 1$.

Se realizan un número mínimo de 3 ensayos con diferentes valores de resistencia cíclica (R) y los resultados se presentan en un gráfico de resistencia cíclica (R) vs logaritmo del número de ciclos como el presentado en la Fig. 7.

ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

La carga inicial se aplica de tal modo de obtener un nivel muy pequeño de deformación axial para luego ir incrementando esta carga progresivamente, abriendo la válvula de drenaje al término de cada serie del ensayo para liberar el exceso de presión de poros que se hubiese podido generar.

Se gráfica la deformación axial vs el esfuerzo desviador, se define el Módulo de Young (E) como la pendiente de la recta secante al lazo histerético y el amortiguamiento (h) como proporcional al área interna de dicho lazo, como se indica en la Fig. 8. La Fig. 9 muestra un registro típico del ensayo de deformación dinámica.

Finalmente se gráfica la deformación axial vs el Módulo de Young y el amortiguamiento como se muestra en la Fig. 10.

Fuentes de Error

Los errores se pueden producir debido a:

a) Preparación de la muestra

- Compactación no uniforme.
- Imprecisión en las medidas de altura y diámetro.
- Inadecuada manipulación de la muestra, que induzca estados tensionales.
- Saturación incompleta.
- Consolidación incompleta.

b) Solicitación dinámica

- Cargas muy altas que originen tracciones que corten la probeta.
- Ciclos de carga no simétrico.
- Frecuencia de la carga no constante.
- Pico de la carga variable.

REFERENCIAS

1. DAS, BRAJA (1983), "Fundamentals of Soil Dynamics", Elsevier Science Publishers B.V.

2. DRNEVICH V.P., HARDIN B.O. and SHIPPY D.J. (1982), "Moduls and Damping of Soils by the Resonant-Column Method". Dynamic Geotechnical Testing. ASTM STP 654.

3. O'REILLY M., BROWN S. (1991), "Cyclic Loading of Soils", Van Nostrand Reinhold.

4. PARRA MURRUGARRA D. (1991), "Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la ciudad de Chimbote". Tesis de Grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería.

5. PRADHAM B.S., TATSUOKA F. and HORII N. (1968), "Simple Shear Testing on Sand in a Torsional Shear Apparatus". Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, 95-112, June 1988. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

6. PRAKASH, S. (1981), "Soil Dynamics", Mc Graw Hill Book Company.

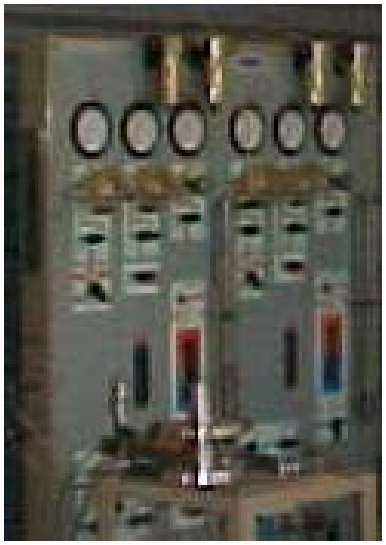


Fig.1.- Panel de Presión de Confinamiento y Saturación

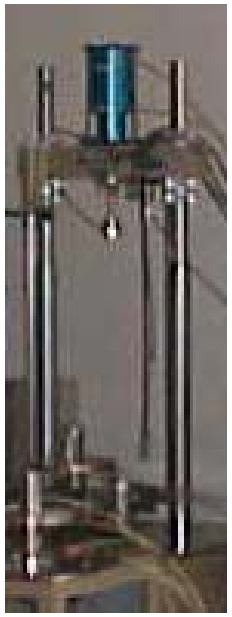


Fig.3.- Marco de Carga

Fig.2.- Celda Triaxial

Fig.4.- Unidad Neumática de Carga Dinámica Sinusoidal

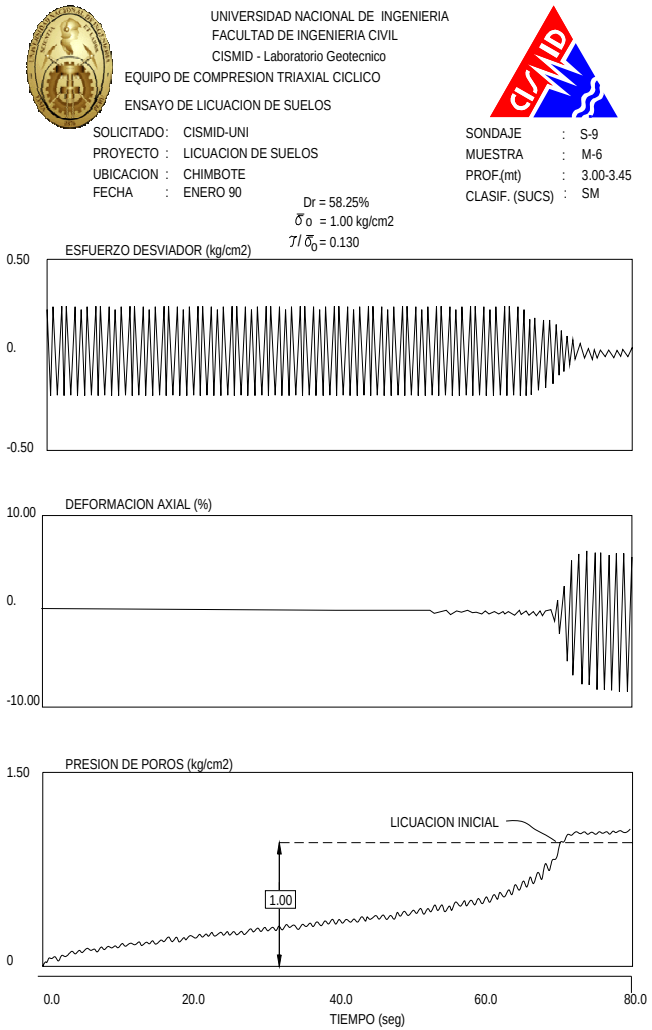


Figura 5.- Registro Típico de Ensayo de Licuación

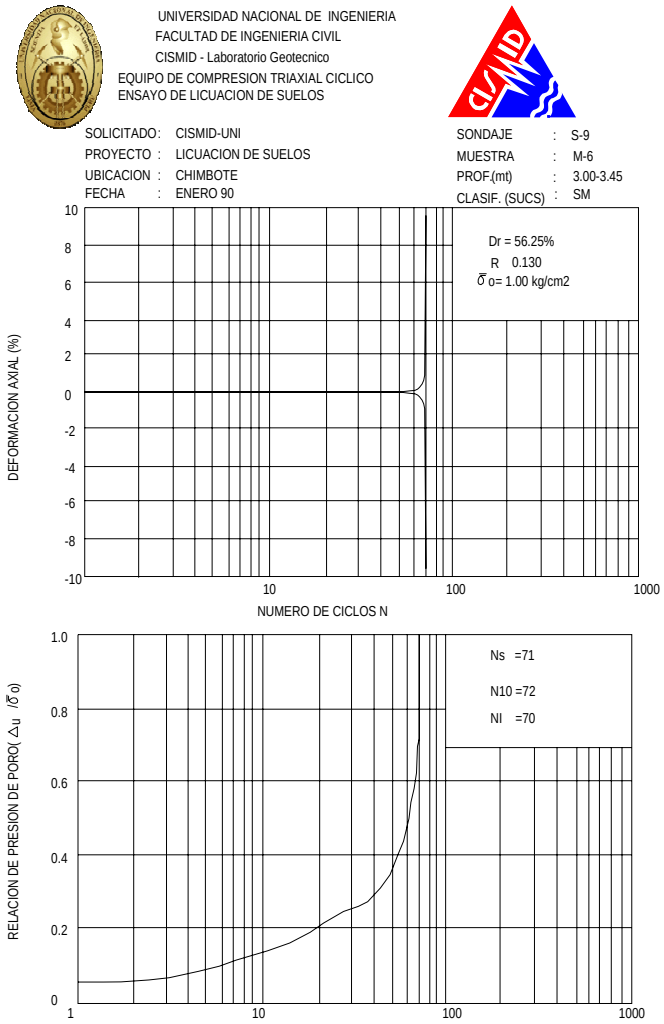


Figura 6.- Deformación Axial y Relación de Presión de Poros vs Número de Ciclos

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CISMID - Laboratorio Geotecnico

EQUIPO DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICO

ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

SOLICITADO	:	CISMID-UNI	SONDAJE	:	P-7,S-6,S-9,S-11
PROYECTO	:	LICUACION DE SUELOS	MUESTRA	:	-
UBICACION	:	CHIMBOTE	PROF. (mt)	:	-
FECHA	:	OCTUBRE 89 - ENERO 90	CLASIF. (SUCS)	:	-

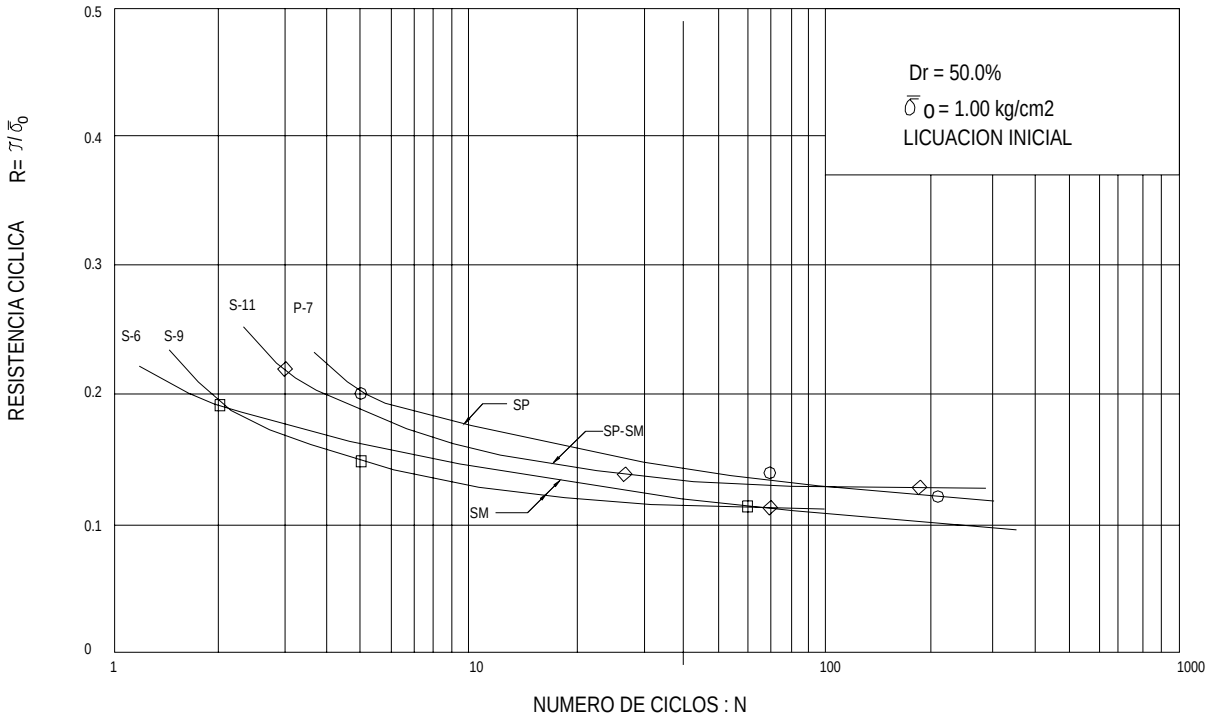


Figura 7.- Resistencia Cíclica vs Número de Ciclos

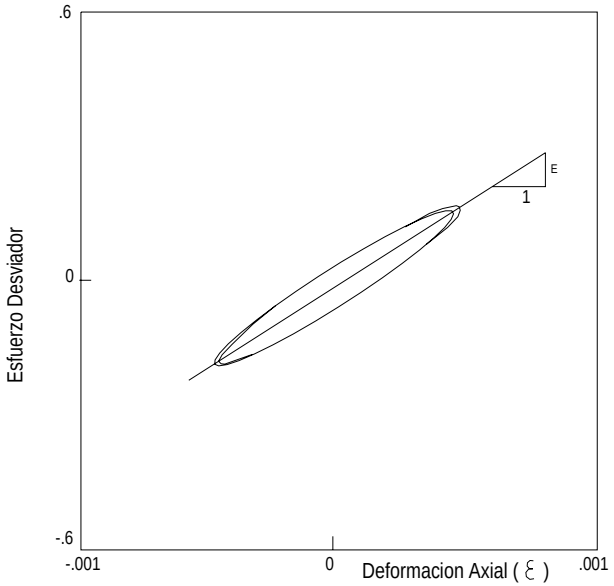


Figura 8.- Lazo Histerético

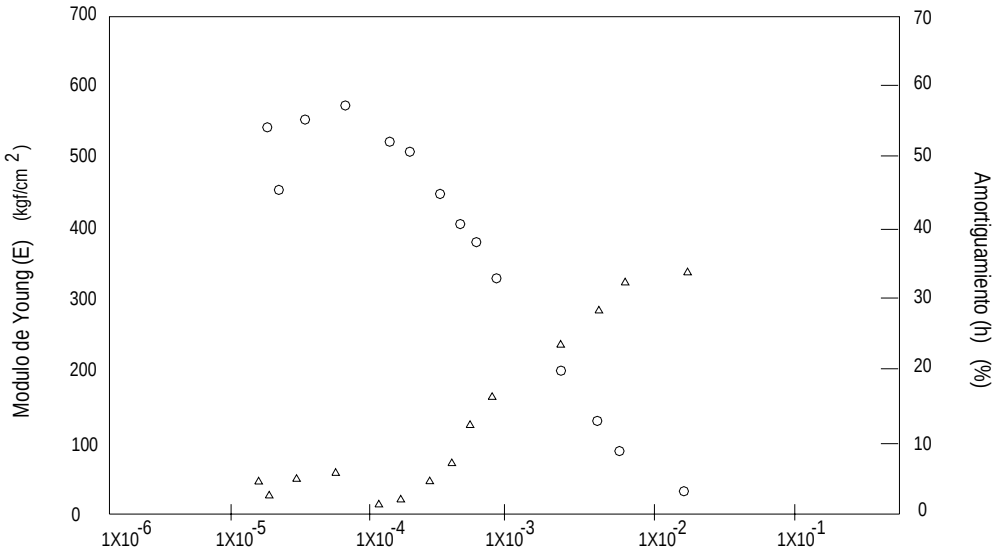


Figura 10- Módulo de Young (E) y Amortiguamiento (h) vs Deformación Axial (ε)

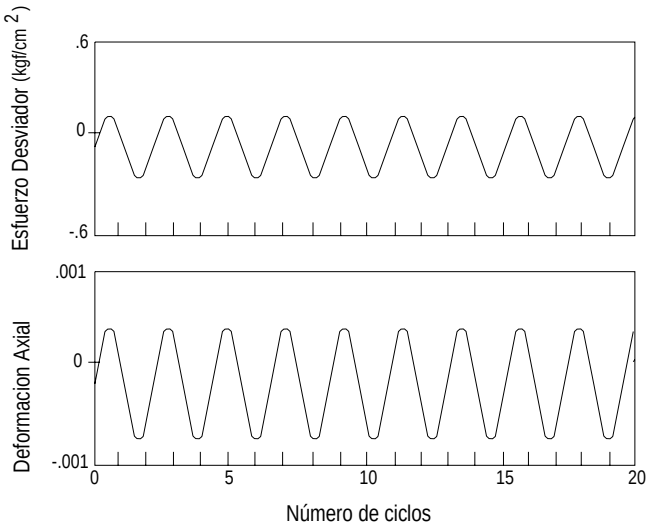


Figura 9.- Registro Típico Ensayo de Deformación Dinámica

ENSAYOS DE REFRACCION SISMICA Y MEDICION DE ONDAS DE CORTE

Por: Ing. Zenón Aguilar Bardales [*]

INTRODUCCION

El ensayo de refracción sísmica es una herramienta básica para explorar en forma rápida y económica grandes áreas, permitiendo obtener con relativa precisión los espesores de los estratos y las velocidades de ondas P, y de ondas S en algunos casos. Este método permite representar el perfil del subsuelo con resolución vertical relativamente cruda, ya que no es posible diferenciar capas delgadas.

En refracción sísmica se acepta como capacidad de detección mínima la de un horizonte con espesor no menor que una cuarta parte de la profundidad a que se encuentra su contacto superior. Esto es aceptable como forma general de presentación de la estructura geológica del subsuelo, (Arce, 1990).

Debe tenerse presente que por más avances que se logre en estas técnicas auxiliares de la Geotecnia, los métodos geofísicos "NO SUSTITUIRAN EN EL FUTURO" a las perforaciones, ni menos a la toma de muestras; por el contrario se complementan y permiten conducir a una mejor información del subsuelo, (Martínez, 1990).

Si se cuenta con perforaciones realizadas para ensayos SPT o con pozos a tajo abierto, se pueden efectuar ensayos de medición de ondas P y S mediante una sonda-geófono con sensores de tres componentes. Estos ensayos permiten determinar los parámetros dinámicos del suelo, como la rigidez inicial y las constantes elásticas dinámicas, importantes para la determinación de su respuesta dinámica.

ENSAYO DE REFRACCION SISMICA

El Ensayo de Refracción Sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), y algunas veces de las ondas de corte (ondas S), generada por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La fuente de energía es generalmente una carga pequeña de explosivo o un golpe de martillo. La energía es detectada, amplificada, y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El instante del impacto o explosión, "Tiempo cero", también es registrado conjuntamente con las vibraciones del suelo que arriban de los geófonos. Por lo tanto, en general, los datos consisten en tiempos de viaje y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el "Tiempo cero" y el instante en que el geófono empieza a responder a la perturbación.

Entonces, esta información tiempo-distancia es procesada para obtener una interpretación de la forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo. Todas las mediciones son efectuadas en la superficie del terreno, y la estructura del subsuelo es inferida de los métodos de interpretación basados en las leyes de propagación de ondas. El fundamento teórico requerido para este ensayo se encuentra descrito en el Manual del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. (1979), Martínez (1990), Meneses (1991) y otros.

---

[*] *Asistente de Investigación del Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC-UNI.*

Este ensayo permite describir la estructura del subsuelo por medio de secciones con la distribución de velocidades de ondas P y de potencias (espesores) y profundidades de horizontes elásticos; asímismo, detecta la posición de las zonas de debilidad (fallas o fracturas) como oquedades, discontinuidad, etc.

EQUIPO E INSTRUMENTOS

El Laboratorio Geotécnico del CISMID posee un sistema de adquisición de datos de prospección sísmica, compuesto de una unidad de amplificación, una unidad de almacenamiento de datos y una impresora portátil. El sistema mejora los registros de campo en una forma fácilmente legible reduciendo la relación señal-a-ruido con el proceso de superposición o almacenamiento de registro múltiples. Las ondas sísmicas obtenidas son mostradas en una pantalla de cristal líquido (LCD), así como también registradas en una impresora termo-sensitiva.

Los registros también pueden ser almacenados en un diskette rígido de 3.5 pulgadas para el posterior análisis y procesamiento de datos en la computadora.

La unidad de Amplificación (TSR-1200A) es un procesador digital de 12 bits con razones de muestreo 2 KHz y 0.5 KHz. Puede trabajar con 3 canales, 6 canales o 12 canales. El CPU es de 16 bits, tiene un reloj de 8 MHz y el display es una pantalla de cristal líquido (LCD), monocromática y basada en una matriz de 640x400 puntos.

La impresora portátil (PC-PR 102TL) es una impresora térmica de puntos, pudiendo imprimir en hojas A-4 o rollos de papel de 210 mm de ancho (papel altamente sensible al calor).

Se cuenta también con 12 geófonos capaces de registrar el arribo de ondas P y S, según se añada los dispositivos correspondientes. La longitud total del cable de geófonos es de 180 m, con intervalos máximos de 15 m entre geófonos y tiene doble salida. Se posee un cable de disparo de 400 m. La fuente de energía puede ser proporcionada por un martillo o por cargas pequeñas de explosivos, para lo cual se cuenta con los dispositivos necesarios para registrar el "Tiempo Cero".

PROCEDIMIENTO DEL TRABAJO DE CAMPO

Se efectúa el diseño preliminar del trabajo de campo, el cual se ajustará a la condiciones particulares de cada tramo de estudio.

Existen dos tipos de fuentes de energía sísmica: Fuentes no-explosivas y Fuentes explosiva. En el primer tipo, la energía es proporcionada por martillos, caída de pesos, etc. Lo más comúnmente empleado son los martillos y caída de pesos, debido a su simplicidad y portabilidad. Estos son utilizados generalmente con placas de mader o metálicas. El tiempo de impacto (tiempo cero) es obtenido de un switch colocado cerca al punto de impacto. Estas fuentes liberar relativamente poca energía, comparada con los explosivos, y las líneas del tendido están generalmete limitadas a 100 y 200 pies en longitud (con profundidades de investigación hasta de 70 pies). Sin embargo, con el uso de sismógrafos del tipo "signal enhacement" (mejoramiento de señal), estos rangos de distancia y profundidad pueden ser incrementados al doble.

En el segundo tipo de fuentes explosivas, el comportamiento de los explosivos está caracterizado básicamente por la resistencia (contenido de energía), densidad, y velocidad de detonación. En la obtención de datos de ondas P para aplicaciones ingenieriles, el uso de explosivos con los valores mas altos de resistencia, densidad y velocidad proporciona los mejores resultados y son utilizados extensivamente en trabajos de refracción sísmica.

Antes del impacto, se marcan las líneas de medición con estacas en los puntos de impacto y en las localizacionse de los geófonos. Se determinan las elevaciones topográficas d cada uno estos puntos y se define el azimut de la línea. Para cada línea se colocan los geófonos y se efectúan un mínimo de 4 impactos. Sen efectúan los ensayos en ambas direcciones para permitir la detección de buzamientos en los estratos del subsuelo y minimizar el númerode suposiciones requeridas en la interpretación del los datos.

El espaciamientos de los geófonos es determinado por el grado deseado por definición de los estratos del subsuelo y por la longitud de cada línea de tendido. Si los estratos no son muy potentes y las líneas son cortas, los intervalos de los geófonos serán menores, y si los estratos del subsuelo tienen mayor potencia y las líneas son largas, se necesitarán mayores intervalos de los geófonos. Esto se decidirá en campo de acuerdo a las condiciones particulares.

INTERPRETACION Y PROCESAMIENTO DE DATOS EN GABINETE

Si se asume un conjunto particular de condiciones del subsuelo, incluyendo espesores de estratos, geometría y velocidades, siempre se puede asumir un gráfico teórico de tiempo vs. distancia. Sin embargo, ia inversa de este proceso no siempre es posible. Para un gráfico dado el tiempo vs. distancia, el interprete no puede inferir un conjunto único de condiciones del subsuelo. Debido a esta dificultad, los métodos convencionales de interpretación confian en el uso de modelos idealizados e hipotéticos planteados en la Teoría de la Refracción Sísmica, tales como el caso simple de los estratos con una interfase horizontal y $V_1 < V_2$, el caso de múltiples estratos con interfases horizontales y velocidades que se incrementan con la profundidad, o modelos más complicados que pueden incluir desalineamientos por fallas, estratos inclinados y semejantes. El modelo seleccionado es aquel cuyo gráfico hipotético tiempo-distancia más cercanamente corresponde a los datos obtenidos en campo.

a) Caso de dos estratos (Fig. No. 1): Para el caso de un sistema simple de dos estratos (medio semi infinito que infrayace a un estrato simple de velocidad inferior y espesor uniforme), se puede deducir una expresión para evaluar el espesor del primer estrato en función de la distancia crítica y de las velocidades de las ondas en estos estratos, obteniéndose:

$$D_1 = \frac{X_C}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

b) Caso de múltiples estratos (Fig. No. 2): Se asume que los estratos tienen límites planos y paralelos (incluyendo la superficie del terreno), las velocidades son uniformes dentro de cada estrato, y las velocidades de los estratos se incrementan con la pofundidad. El gráfico tiempo-distancia posee segmentos de línea que corresponden a cada estrato y tienen una pendiente igual al recíproco de la velocidad del estrato. Cada interfase tiene una distancia crítica y un correspondiente tiempo de intercepción. En la Fig. 2, los subíndices, que identifican la distancia crítica y el tiempo de intercepción, indican el estrato que se encuentra inmediatamente debajo de la interfase.

En general, el cálculo de la potencia de cualquier estrato está dado por:

$$D_n = \frac{T_{+1} V_n V_{n+1}}{2\sqrt{V_{n+1}^2 - V_n^2}} - \sum_{j=1}^{n-1} D_j \left(\frac{V_n}{V_j} \right) \sqrt{\frac{V_{n+1}^2 - V_j^2}{V_{n+1}^2 - V_n^2}} \quad : \text{ó}$$

$$D_n = \frac{X_{cn+1}}{2} \sqrt{\frac{V_{n+1} - V_n}{V_{n+1} + V_n}} + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{D_j}{V_j} \left(\frac{V_{n+1}\sqrt{V_n^2 - V_j^2} - V_n \sqrt{V_{n+1}^2 - V_j^2}}{\sqrt{V_{n+1}^2 - V_n^2}} \right)$$

Dado que las ecuaciones contienen los espesores de los estratos menos profundos, los cálculos comienzan con el primer estrato, avanzando progresivamente hacia abajo. En la Tabla No. 1 se presenta un listado de las velocidades típicas de ondas longitudinales y de corte de varios tipos de suelos y rocas.

MEDICION DE ONDAS P Y S EN POZOS

La medición de la velocidad de propagación de ondas P y S en pozos, permite calcular la rigidez inicial del suelo así como sus constantes elásticas dinámicas en la determinación de la respuesta dinámica del suelo.

$$V_p = \frac{\sqrt{\lambda + 2\mu}}{\rho} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{(1-\sigma)}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{1}{2(1+\sigma)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

donde:

λ y p = constantes de Lame,
ρ = densidad del suelo,
E = módulo de Young,
σ = relación de Poisson,
G = módulo de corte

Las constantes elásticas dinámicas σ, E y G se expresan así:

$$\sigma = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2\left[(V_p/V_s)^2 - 1\right]} \quad 1$$

$$E = 2(1+\sigma)G \quad 2$$

$$G = \rho V_s^2 \quad 3$$

Se estiman las características de amplificación del depósito del suelo por medio de la Teoría de Reflexión Múltiple de las ondas S, las cuales son asumidas como similares a las características de amplificación del depósito durante la ocurrencia de un sismo.

PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

Se describe el procedimiento del ensayo de medición de ondas P y S por el método "Down Hole", que consiste en generar las ondas en la superficie del terreno y registrar las señales a diferentes profundidades.

El geófono es introducido al pozo suspendiéndolo del cable que transmitirá las señales registradas a la unidad de adquisición de datos. En la primera profundidad de interés el geófono es fijado a las paredes del tubo con un pistón que es activado por una mini-compresora.

Las ondas P son generadas golpeando verticalmente con un martillo una estaca fijada a la superficie del terreno. Las ondas S son generadas golpeando horizontalmente con un martillo una tabla de madera en uno de sus extremos. Tanto la estaca como la tabla deben ser colocadas a una distancia conocida del pozo (Fig. Nº 3).

Con la finalidad de obtener una buena señal y poder observar con claridad el tiempo de arribo de las ondas generadas, se efectúan sucesivos golpes de generación de ondas hasta obtener un buen registro.

ANALISIS DE LA INFORMACION

Las señales de las ondas P y S son almacenadas en un microcomputador directamente en diskettes rígidos de 3.5 pulgadas. Dichas señales pueden ser visualizadas en la pantalla o graficadas en un plotter. En la Fig. Nº 4 se muestra un registro de ondas P y S obtenidos en un pozo de 21 metros de profundidad, además se muestra las curvas tiempo-distancia obtenidas para estas ondas. Debido a que el punto de generación de las ondas no se encuentra justo en la parte superior del pozo se deben efectuar algunas correcciones.

Teniendo como base los puntos corregidos se trazan segmentos de recta, cuyas pendientes indican las velocidades de propagación de las ondas en los estratos existentes en el pozo.

Finalmente, se grafica la distribución de las velocidades de propagación, conjuntamente con las constantes elásticas dinámicas para los diferentes estratos existentes, tal como se muestra en la Fig. Nº 5. Con esta información es posible analizar las características de amplificación del suelo y estimar su comportamiento dinámico durante la ocurrencia de terremotos (Meneses, 1991).

APLICACIONES

En el Laboratorio Geotécnico del CISMID se vienen realizando ensayos de refracción sísmica en algunos trabajos de investigación, con la finalidad de determinar el espesor de un estrato de suelo en particular, como en el caso del estudio de microzonificación sísmica de la Nueva Ciudad Majes, donde se requería conocer el espesor de un estrato potente de ceniza volcánica, existente en la margen derecha de la quebrada Hospicio, la que presenta un alto potencial de colapso. Se realizó una línea sísmica de 345 m de longitud, con la cual se pudo estimar el espesor del primer estrato (ceniza volcánica) entre 30 y 35 m (Fig.Nº6).

Igualmente se utiliza este método para determinar la profundidad del basamento rocoso, especialmente cuando los estratos superficiales están conformados por bolones que dificultan la perforación. Se han realizado algunas exploraciones de este tipo con distinta finalidad, una de ellas se realizó en la localidad de Ricardo Palma, Chosica, donde se requería conocer la profundidad de la roca para localizar una perforación de un pozo de agua (Fig.Nº7).

Los ensayos de medición de ondas P-S en pozos requieren de la realización previa de la perforación, lo cual en nuestro medio resulta muy costoso; es por este motivo que su uso es muy restringido, a pesar de la importancia que tiene la información que proporciona.

CONCLUSIONES

1. El Método de Refracción Sísmica tiene una gran aplicación en la exploración geotécnica; pero su interpretación debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, pues tienen el inconveniente de no detectar estratos blandos que subyacen a otros duros.

2. El método de medición de ondas P-S en pozos permite obtener los parámetros dinámicos del suelo, las cuales son necesarios para poder determinar la respuesta dinámica del suelo. Por lo tanto, siempre que sea posible, se debe realizar este tipo de ensayo, lo cual permitirá comparar los períodos de vibración natural del suelo obtenidos mediante medición de microtrepidaciones.

REFERENCIAS

1.- ARCE HELBERG, J. 1990. "LA GEOFISICA APLICADA A LA MICROZONIFICACION - METODOS DE PROSPECCION GEOFISICA EN ESTUDIOS DE INGENIERIA", Conferencia presentada en el Seminario Internacional sobre Microzonificación y su Aplicación al Planeamiento Urbano para la Mitigación de Desastres, CISMID- 1991.

2.- Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, 1979. "GEOPHYSICAL EXPLORATION - ENGINEERING AND DESIGN". U.S.A.

3.- MARTINEZ VARGAS, A., 1990. "GEOTECNIA PARA INGENIEROS - PRINCIPIOS BASICOS", Vol. I. LIMA - PERU.

4.- MENESES LOJA, J., "ENSAYOS DE PROSPECCION SISMICA", Conferencia presentada en el Seminario Taller de Dinámica de Suelos, CISMID - 1991.

5.- Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1988. "MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA", MEXICO.

TABLA 1
VALORES TIPICOS DE V_p y Vs
(Suelos Saturados)

TIPO DE SUELOS	(gr/cm^3)	V_p (m/seg)	V_s (m/seg)
Suelos Superficial	1.2	250	90
Turba	1.2	250	90
Ceniza Volcánica	1.6	1,100	170
Limo	1.6	1,150	210
Arcilla	1.6	1,330	350
Arena	1.6	1,760	450
Arena Fina	1.6	1,780	460
Arena Media	1.6	1,810	600
Arena Gruesa	1.6	1,700	300
Arena Marina	1.6	1,350	360
Grava	1.7	1,910	510
Grava Gruesa	1.8	2,250	650
Esquisto de barro, depósito o acarreo fluvial	1.7	1,750	550

$$D_1 = \frac{Xc}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

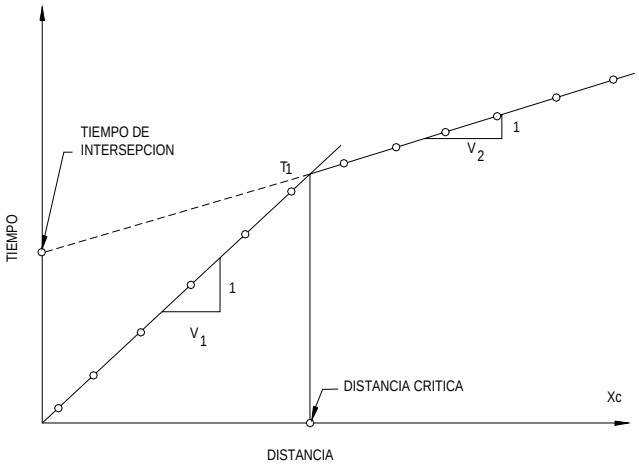
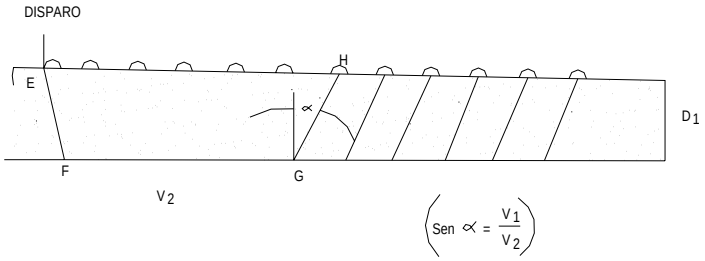


Figura 1.- Caso Simple de 2 estratos con límites planos y paralelos, y curva tiempo-distancia correspondiente.



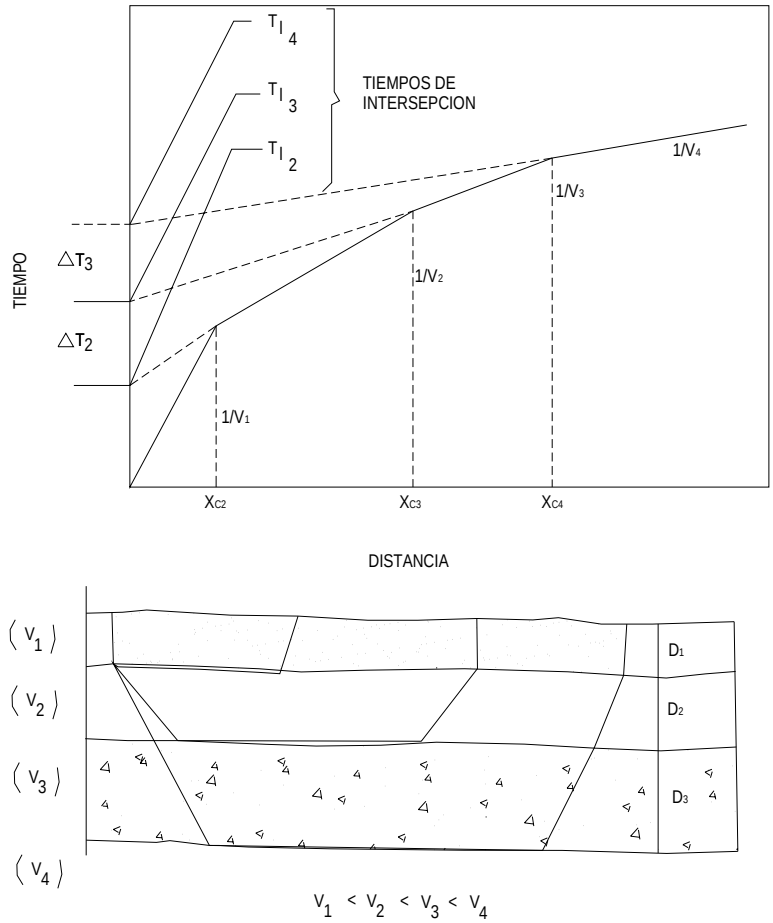


Figura 2.- Esquema del Cso de Múltiples estratos y curva tiempo-distancia correspondiente.

$$V_1 < V_2 < V_3 < V_4$$

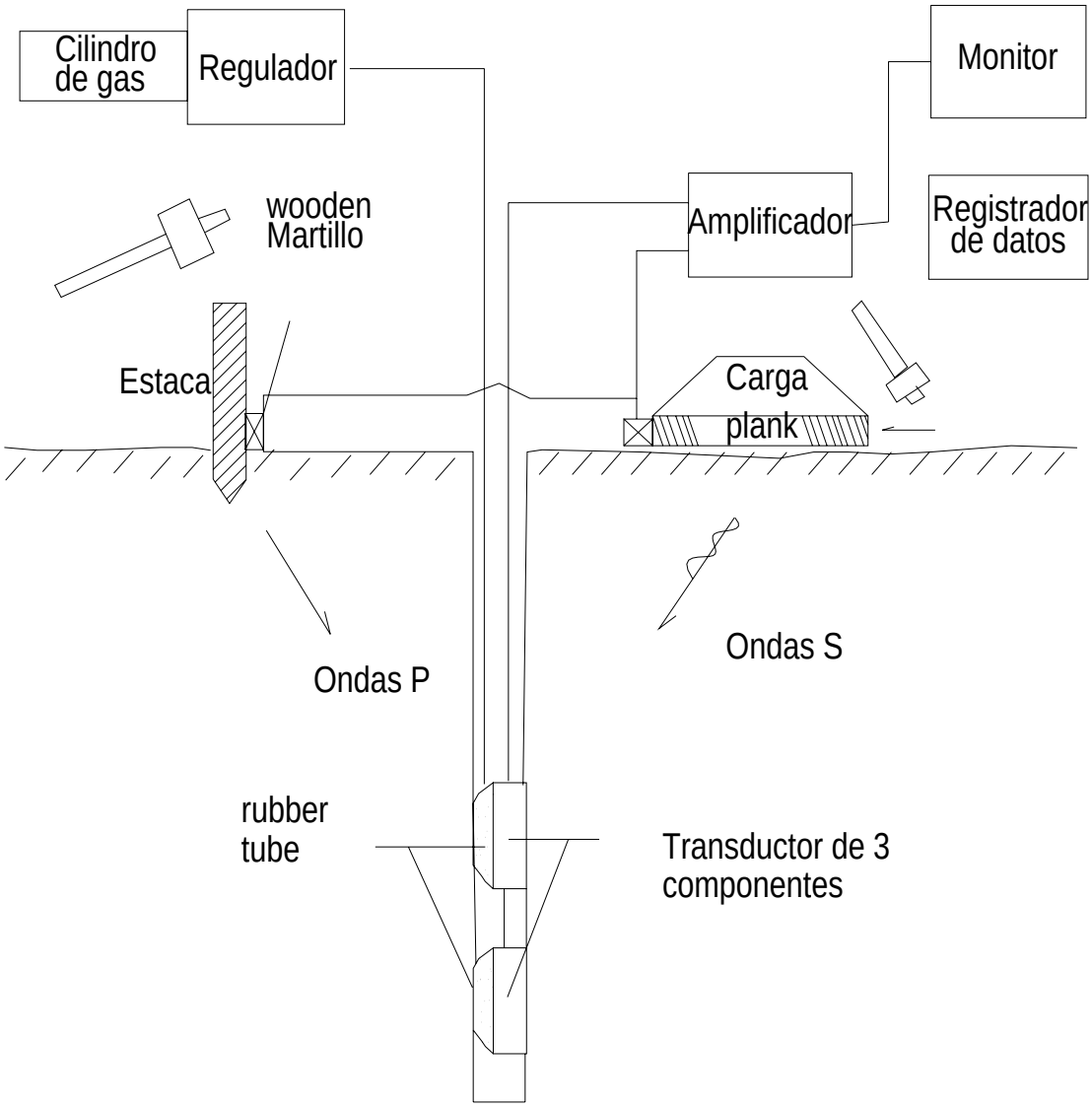
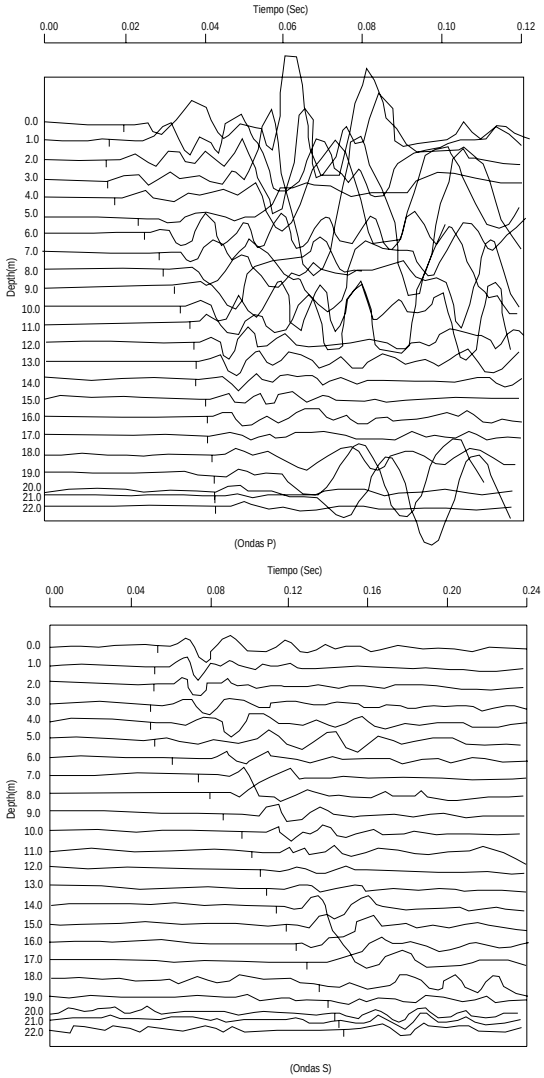
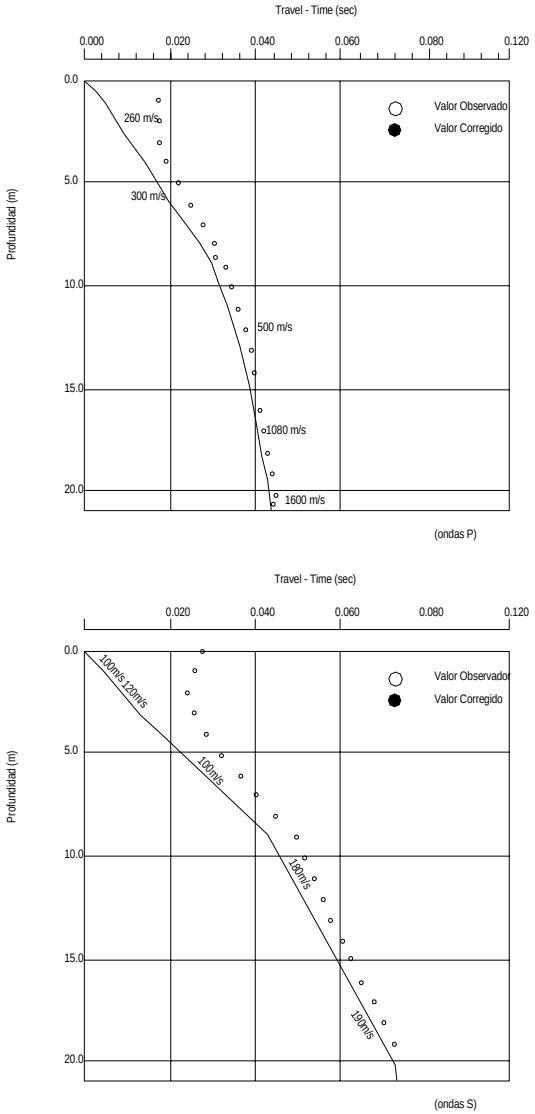


Figura 3.- Esquema del Ensayo de Medición en Pozos de Ondas P y S



Registro de Ondas P y S



Curvas Distancia - Tiempo

Figura 4.- Medición de Ondas P y S en pozos

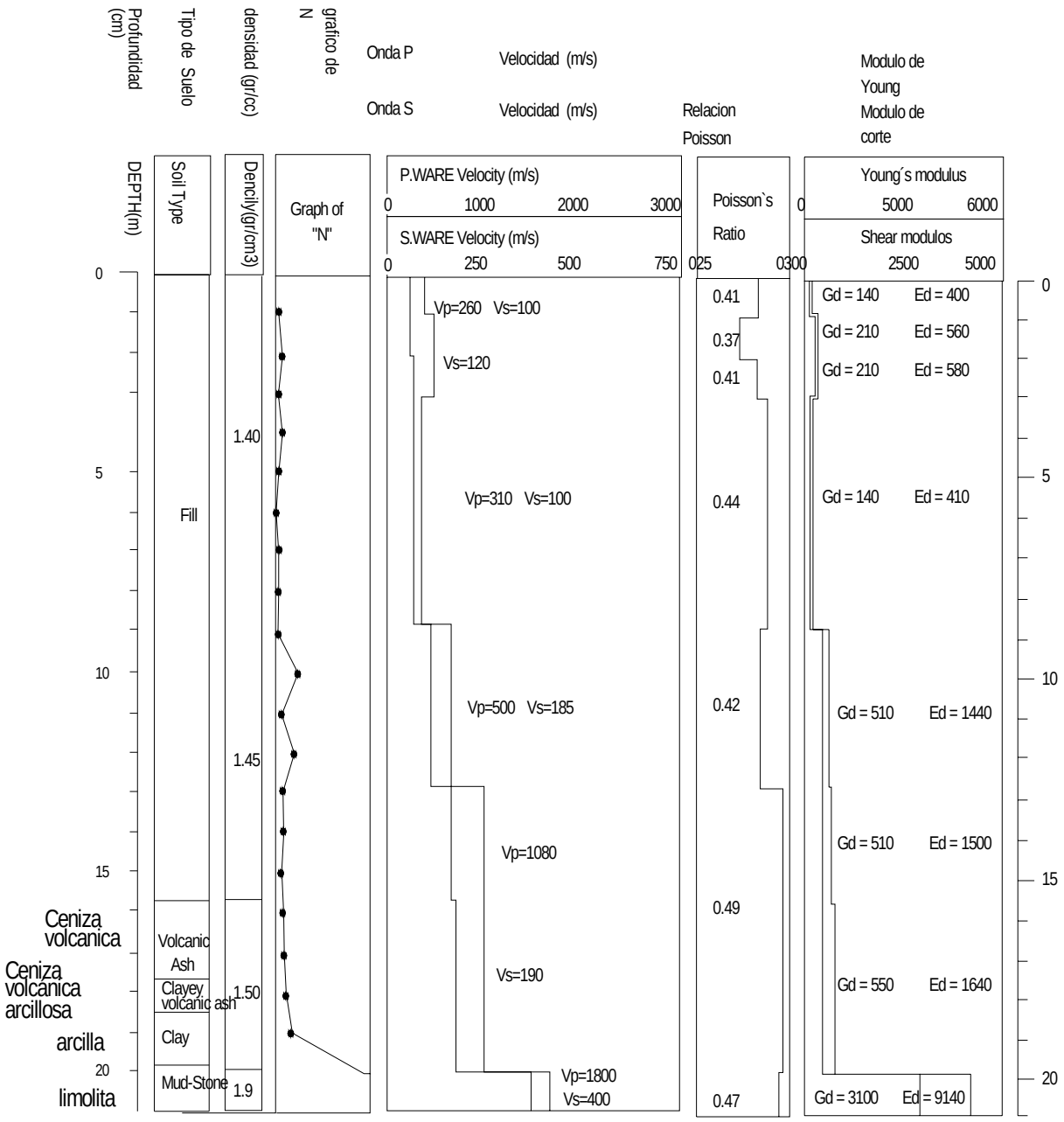


Figura 5.- Distribución de Velocidades de Ondas P y S

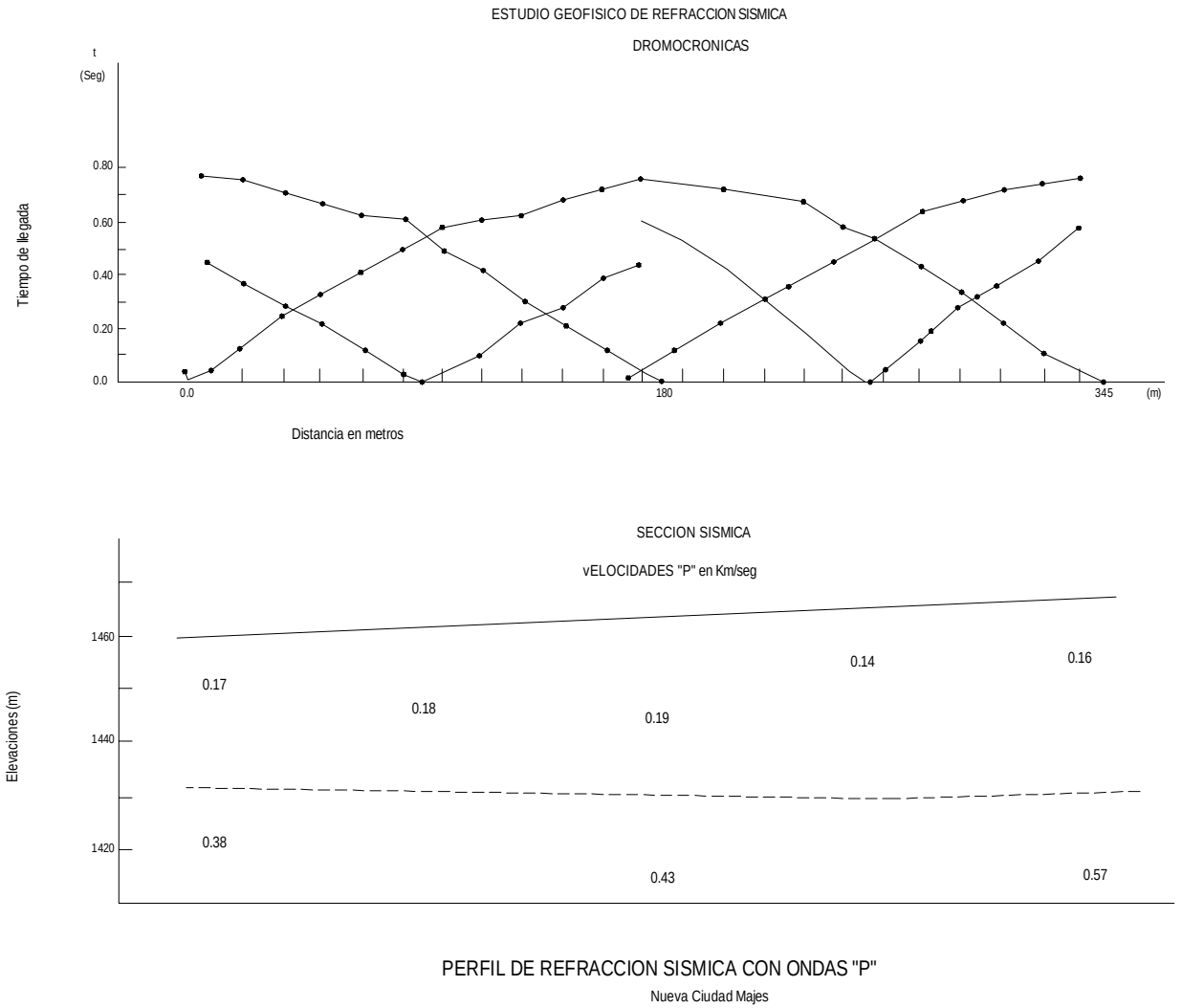


Figura 6.- Perfil de Refracción Sísmica con Ondas “P”
Nueva Ciudad Majes

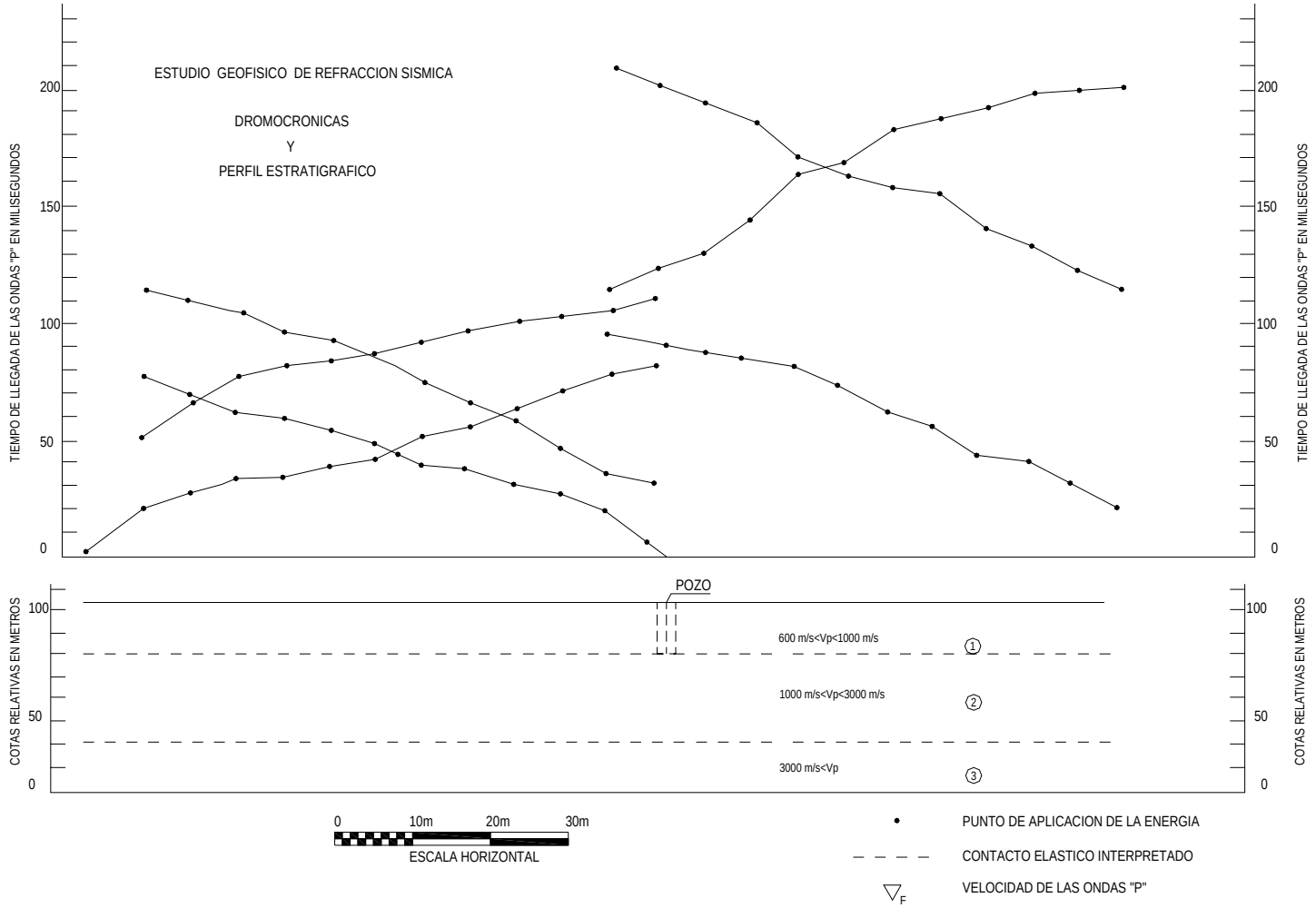


Figura 7.- Perfil de Refracción Sísmica con Ondas “P”
Ricardo Palma

MEDICION DE MICROTREPIDACIONES Y SU ANALISIS

Ing. Juan Carlos Tokeshi N. [*]

SOBRE MICROTREPIDACIONES

Normalmente, el suelo siempre se encuentra vibrando con amplitudes del orden de una micras o micrones (10^{-6} m). Estas vibraciones se han clasificado en dos tipos, a saber, las que tienen componentes del período en un valor menor de 1 seg, las cuales se les llaman "microtrepidaciones" y aquellas que contienen grandes períodos, a las cuales se les llaman "microsismos". Estas microtrepidaciones congregan vibraciones que vienen propagándose en todas direcciones; vibraciones que son producidas por causas naturales o por medios artificiales (máquinas industriales). Usualmente, las amplitudes de tales vibraciones están en el orden de 0.05 - 10 micrones, los períodos son de unos 0.05 - 1 seg y las aceleraciones son de 10^{-2} - 10^{-1} gals, tal como se aprecia en la Fig. N° 1.

Según el Dr. Kiyoshi Kanai (considerado como el padre de las microtrepidaciones), lo que ha logrado llamar la atención hacia estas diminutas vibraciones ha sido la existencia de una íntima relación entre éstas y las características del suelo, tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

EQUIPO DE MEDICION DE LAS MICROTREPIDACIONES

El Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), posee tres diferentes juegos de equipos para la medición de las microtrepidaciones. Estos equipos fueron donados por la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Generalizando, se podría decir que cualquier juego de equipo de medición de las microtrepidaciones para los trabajos de campo están compuestos por los siguientes elementos:

a) Sensores: Llamados también "transductores" o "pick-up". Se utilizan tres sensores: dos sensores para medir las vibraciones horizontales (uno en la dirección N-S y el otro en la dirección E-W) y un sensor para registrar la vibración vertical. Estos transductores son muy sensibles, ya que usan un poderoso circuito magnético del tipo electromagnético altamente sensitivo; elemento de alta precisión que requiere mucho cuidado en su manipulación.

b) Amplificador: Es el tablero de control maestro de todo el equipo de medición de las microtrepidaciones. Este amplificador es el encargado de controlar en cada canal de grabación las importantes funciones de la medición, como las son, determinar el tipo de medición (desplazamiento o velocidad), cambiar el nivel de la grabación mediante el uso de la atenuación, emitir la señal de calibración y centrar la onda de la microtrepidación.

c) Grabadora: Conocida también con el nombre de "Data Recorder", que como su nombre lo indica, es la encargada de grabar o registrar la vibración que le envían los sensores. Dentro de los diversos elementos que componen el equipo de medición de las microtrepidaciones, la grabadora es la que más ha variado en cuanto a sus características; se ha pasado de una

---

[*] *Investigador del Laboratorio Geotécnico y Jefe del Dpto. de Planeamiento y Mitigación de Desastres, CISMID-FIC-UNI.*

simple grabadora analógica que utiliza cassettes comunes a una grabadora digital sofisticada que usa unos cassettes especiales de alta densidad, dándole de esta forma, otras funciones extras.

d) Oscilador Gráfico: También llamado "Monitor". Este Oscilógrafo imprime en un papel térmico las ondas de las microtrepidaciones que son transmitidas por los sensores, determinando de esta manera la calidad de la grabación.

e) Fuente de Energía: La fuente de energía de los diversos elementos antes mencionados para el trabajo de campo es la batería de corriente continua 12V DC, a partir de la cual se conecta directamente a los elementos que pueden trabajar con corriente continua, o de lo contrario, a los elementos que solo trabajan con corriente alterna, para lo cual es necesario el uso de un invertidor (dispositivo que convierte la corriente continua en alterna), y transformador (si es necesario). Además, se usa una brújula para la orientación de la dirección de los sensores horizontales y unos recargadores de batería.

CARACTERISTICAS TECNICAS DEL EQUIPO DE MICROTREPIDACIONES

- Sensores: Dos horizontales del tipo MTKH-1C (Fig. 2) y un vertical del tipo MTKV-1C (Fig. 3) de la OGAWA SEIKI Co., LTD. El sensor horizontal tiene por dimensiones 90 x 168 x 95 mm y pesa 4.0 kg, mientras que el sensor vertical tiene por dimensiones 90 x 195 x 168 mm y pesa 4.5 kg; su frecuencia natural es de 3 Hz, una oscilación del rango de 0.005 a 3000 μ (micrones) desde el eje vertical, la cual es más que suficiente para realizar una medición de microtrepidaciones, dado que como se mencionó anteriormente, las amplitudes de las vibraciones deben estar entre 0.05 a 10 μ.

- Amplificador: El amplificador es del tipo TA-406 de la OGAWA SEIKI Co., LTD. (Fig. 4). Tiene por dimensiones 327 x 195 x 250 mm y pesa 11.8 kg, el cual trabaja con 220V AC o con batería +/- 11 a 15V DC. La señal de frecuencia que emite el amplificador es una onda sinusoidal de 10 Hz de frecuencia. El amplificador TA-406 es compatible con las grabadoras TEAC, SONY y equivalentes.

- Grabadora: El Data Recorder es del tipo RD-110T de la TEAC (Fig. 5). La grabadora tiene por dimensiones 306 x 100 x 307 mm y pesa 7 kg, siendo muy portátil. El RD-110T trabaja con una energía 90-130V/190-250V AC ó 11-30V DC, versatilidad que permite su uso tanto en interiores como en exteriores, como lo es el laboratorio y el campo respectivamente. Esta grabadora se diferencia grandemente de todas las anteriores, debido a que es un múltiple grabador de datos PCM de alta densidad, la cual usa un cabezal examinador rotatorio helicoidal, dispositivo que fue desarrollado como un recurso para las mediciones pequeñas (como es el caso de las microtrepidaciones).

  El método de grabación es conforme a las normas DAT, razón por la cual la grabadora usa unos cassettes especiales DAT-120; cassettes que tienen unos 60 m de longitud de cinta y en donde pueden ser registrados los datos continuamente por dos horas. La grabadora de datos RD-110T realiza funciones superiores en el número de canales de grabación, dado que tiene ocho canales para la grabación de los datos, con una banda de registro de 5 KHz, y además dispone de un canal específico e independiente de los canales de grabación de las mediciones para registrar el tiempo de medición, así como, la fecha y hora en la que se ejecuta la medición. La grabadora cuenta con un número de dato (ID) que es una función de búsqueda rápida del registro deseado y un canal especial para registrar automáticamente el sonido del "Memo". Como complemento, esta grabadora posee unas barras métricas que están compuestas de seis puntos y sirven para orientar el nivel de grabación, tanto de los ocho canales como del Memo.

- Oscilador Gráfico: El monitor es del tipo 8K21 de la NEC San-ei Instruments, Ltd. (Fig. 6). Este monitor es de 4 canales, pesa 18 kg, tiene por dimensiones 316 x 195 x 455 mm y trabaja sólo con 220 a 240 AC. El 8K21 tiene un botón seleccionador del rango y un conjunto de teclas selectoras de la velocidad del papel térmico.

- Fuente de Energía: Normalmente, se utilizan dos baterías de 12V DC cada una; una de ellas para alimentar directamente al amplificador y a la grabadora, y la otra para que a partir de ella, con un invertidor se transforme la corriente continua 12V DC a una corriente alterna 100V AC, para luego, mediante un transformador poder convertirla en 220V AC.

  Por supuesto, la brújula, un invertidor, un transformador y los recargadores de batería, siempre son complementos necesarios en los trabajos de campo de microtrepidaciones.

ANALISIS DE LAS MICROTREPIDACIONES

Cuando se comenzó a usar las microtrepidaciones, en un principio las computadores no estaban tan difundidas como las son en la actualidad, y por esta razón se utilizó como recurso paleativo la curva de distribución de períodos. Con el progreso de las computadoras, se ha logrado realizar el cálculo a través de diversos espectros, siendo los más comúnmente usados, los espectros de Fourier y los espectros de potencia. La longitud del registro que se utiliza en el análisis queda fijada en relación con la regularidad de las vibraciones pero, habitualmente dentro de un registro de unos 5 a 6 minutos se puede encontrar un tramo de unos 40 segundos que evidencie perturbaciones mínimas de los medios de transporte, fábricas, etc. En el análisis de este tramo, es necesario una discretización o conversión de los datos analógicos a digital, aplicándose un intervalo de muestreo de 0.01 ó 0.02 seg. En la Fig. 7 se muestra un ejemplo comparativo entre la curva de distribución de períodos y el espectro de Fourier. Pero por otra parte, en contraste con su transformada rápida, no siempre se hace evidente la naturaleza de la microtrepidación, debiéndose tener cuidado en los casos en que no se cumpla ese rol eficiente para la que fue creada.

CARACTERISTICAS QUE SE PRESENTAN COMO FENOMENO

Según el análisis de registro que han sido medidos por los sensores para microtrepidaciones, los principales frutos que se han obtenido hasta hoy son:

1. Cambios de las microtrepidaciones con el tiempo (Kanai et al).
2. Criterio para la clasificación de suelos (Kanai et al).
3. Relación entre las microtrepidaciones y el valor "N" de SPT (Nakajima et al).
4. Relación entre las microtrepidaciones y el período predominante, con los movimientos sísmicos (Kanai, Shima y Kobayashi et al).

Sobre el punto 1, el período promedio prácticamente no varía durante el día, tal como se puede apreciar en la Fig. 8, medición que fue realizada por Kanai en algún suburbio de Tokio. Pero frente a esta invariante, en la Fig. 9 se puede apreciar la curva de máximas amplitudes con el correr del día, mostrando una tendencia de las máximas amplitudes a ser pequeñas durante la madrugada. Asimismo, con respecto al punto 2, Kanai propuso un método que determina la clasificación de los suelos a partir de los registros de medición de las microtrepidaciones, tomando como base los resultados de mediciones realizadas en todo tipo de suelo; resultados que quedaron reflejados en una clasificación de suelos de cuatro tipos y que se menciona en la Norma Japonesa de Edificaciones.

Tanto la forma de onda muy general, así como la curva del período vs. el número de veces de la frecuencia, se muestra en la Fig. 10. Así, debido a que los períodos predominantes tienen la tendencia a ser pequeños, existe una propuesta "A" que utiliza como datos de entrada el período promedio y el máximo período, y otra propuesta "B" que se basa en el período predominante y la

máxima amplitud. Estas propuestas se muestran en las Figs. 11 y 12. Respecto al punto 3, Nakajima et al correlacionaron la distribución de períodos de más de 500 lugares en todo el Japón, con el valor N respectivamente. El punto 4 quedó demostrado por la coincidencia de picos del espectro de los movimientos sísmicos con los picos del espectro de microtrepidaciones. En la Fig. 13 se presenta un ejemplo correspondiente al Parque Golden Gate en la ciudad de San Francisco y, uno correspondiente a la ciudad de Santa Bárbara en el Estado de California.

Por otro lado, como características físicas de las microtrepidaciones se tienen que:

1. Es una reflexión múltiple de las ondas de cuerpo (ondas P, ondas S) que se transmiten en planos perpendiculares.
2. Es una onda superficial (ondas Rayleigh, ondas Love).
3. Es una mezcla de más de dos ondas de las arriba indicadas.
4. Existe diferencia en cuanto a naturaleza de ondas se refiere, según el caso y hora.

Asimismo, materias que podrían dar algún indicio para el esclarecimiento de la naturaleza física de tales microtrepidaciones, lo son:

I) Período predominante, II) Distribución de amplitudes en direcciones perpendiculares por debajo de la superficie, III) Lugar geométrico de las vibraciones (órbita, plano horizontal, plano perpendicular interior), IV) Tamaño del movimiento vertical, V) Dispersión de ondas, VI) Direccionalidad de propagación, VII) Amortiguación según la distancia, VIII) Posibilidad de suministro de energía. Dentro de éstas, I) y II) son base para la teoría de reflexión múltiple y III) a VIII) se usan con el supuesto que no existen ondas superficiales.

APLICACIONES EN LA INGENIERIA

Las microtrepidaciones aún son objeto de investigaciones físicas, pero se pueden enumerar algunos logros aplicativos en el campo ingenieril, como lo son:

1. Criterio para la clasificación de suelos y la microzonificación.
2. Estimación de la velocidad de ondas de corta "Vs" del suelo.
3. Estimación del período natural del suelo "T_G" por la particularidad de los movimientos sísmicos.
4. Estimación de las características de estructuras de edificación.

A continuación se presenta un resumen de cada uno de los puntos arriba mencionados:

1. Inicialmente se debe clasificar el registro de microtrepidaciones que se ha obtenido en un determinado lugar según una de las cuatro formas típicas o patrones; para finalmente establecer el tipo de suelo de ese lugar.

2. Según la teoría de reflexión múltiple, conociendo tanto el período predominante "T_G" como el espesor del estrato superficial "H", se puede hallar la velocidad de las ondas de corte "V_S" de ese estrato analizado, haciendo uso de la llamada "Ley de 1/4 de longitud de onda" ($T_G = 4H/V_S$). Según reporta Kanai, esta velocidad obtenida en forma indirecta, generalmente coincide con el "V_S" obtenido por pruebas de ondas elásticas, tal como el "método de martilleo de placas" (Plank hammering method) (Fig. 14).

3. Basado en que las microtrepidaciones reflejan las condiciones del suelo en estudio, aún cuando los niveles de amplitudes de las microtrepidaciones y los movimientos sísmicos difieran en unas 3-4 cifras, y teniendo en cuenta que las características vibratorias de ambos son producto de una reflexión múltiple, se puede considerar que el espectro de las microtrepidaciones es casi congruente con el de los movimientos sísmicos.

4. Dado que la medición de las microtrepidaciones es comparativamente manual o práctico, en el caso que se desee obtener las características vibratorias de fuertes estructuras de edificación u otras, por su efecto filtro se pueden utilizar las microtrepidaciones en vez de realizar pruebas con un generador de vibraciones.

   Del mismo modo, si es que se realiza al mismo tiempo mediciones en diversos puntos dentro de una edificación, se puede obtener la distribución de desplazamientos. Al mismo tiempo que, no solo se puede estimar la vibración de traslación sino también, la vibración torsionante.

BIBLIOGRAFIA

1. AKAMATSU K. (1961), "On Microseisms in Frequency Range from 1 c/s to 200 c/s". BERI, Vol. 39.

2. KANAI K. (1967), "Movimientos Sísmicos. Características Vibratorias del Suelo y el Análisis Dinámico de Estructuras Arquitectónicas" (en japonés).

3. KANAI K. (1968), "Movimientos Sísmicos. Vibraciones del Suelo" (en japonés).

4. KANAI K. (1963), "Sismología" (en japonés).

5. KANAI K., TANAKA T. y OSADA K. (1954), "Measurement of the Micro-Tremor". BERI, Vol. 32, pp. 199-209.

6. KOBAYASHI K. (1968), "Análisis de Respuesta Sísmica de Edificios y Diseño Antisísmico" (en japonés).

7. SHIMA E. (1962), "Modifications of Seismic Waves in Superficial Soil Layers". BERI, Vol. 40.

8. SHIMA E. (1966), "Vibraciones de Estratos Superficiales". JEES (en japonés).

9. TAJIMA K. (1967), "Una Discusión de Movimientos de Ondas Sísmicas Dirigida Hacia el Ingeniero Antisísmico". Prospección Física, Vol. 20, cap. 4.

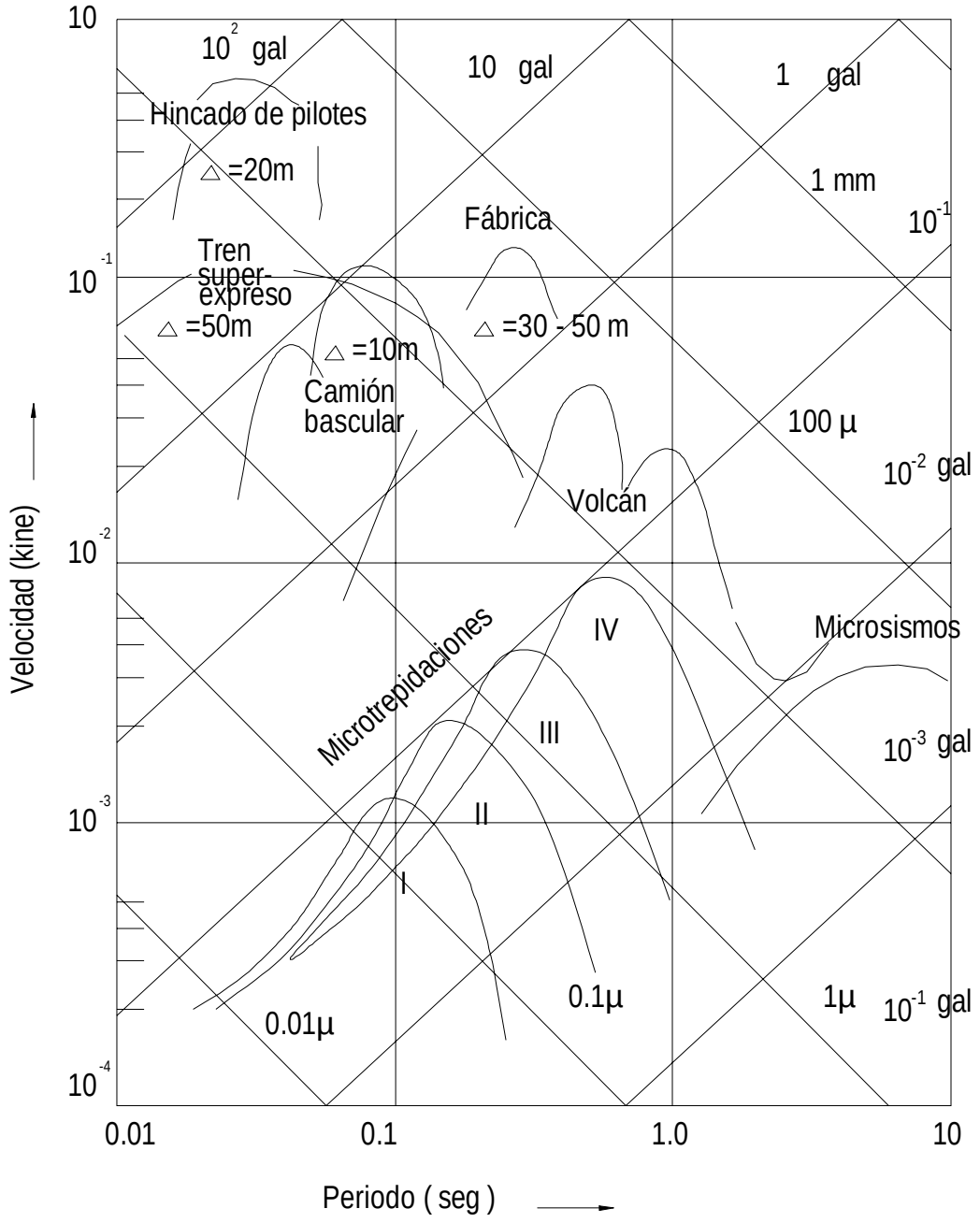


Fig. 1. Desplazamiento, Velocidad, Aceleración y Amplitud para diversos tipos de vibraciones en el suelo.

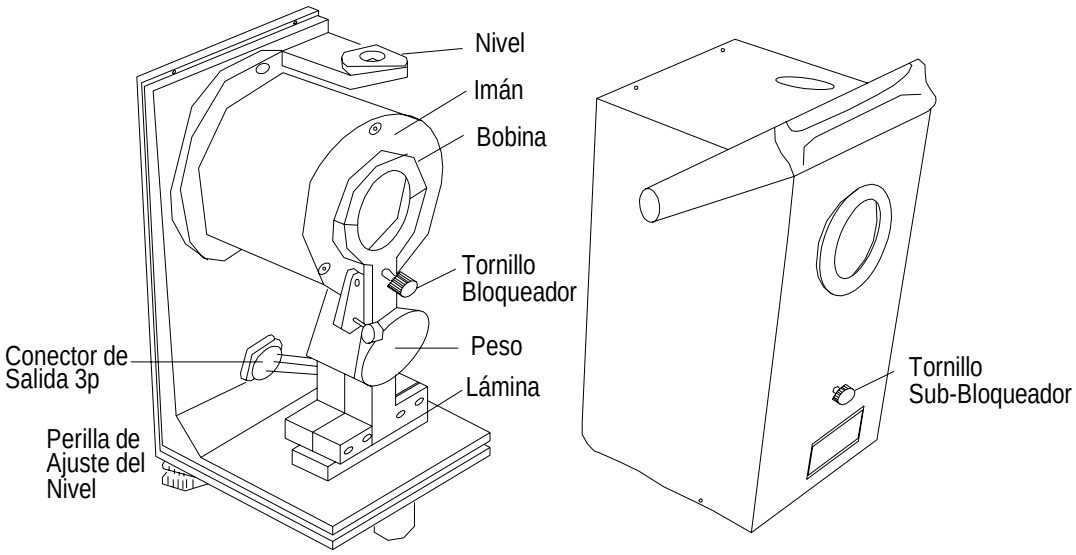


Fig. 2. Sensor Horizontal del tipo MTKH-1C, de la OGAWA SEIKI Co., LTD
Del Manual de Instrucción del Pick-up de la OGAWA SEIKI Co., LTD).

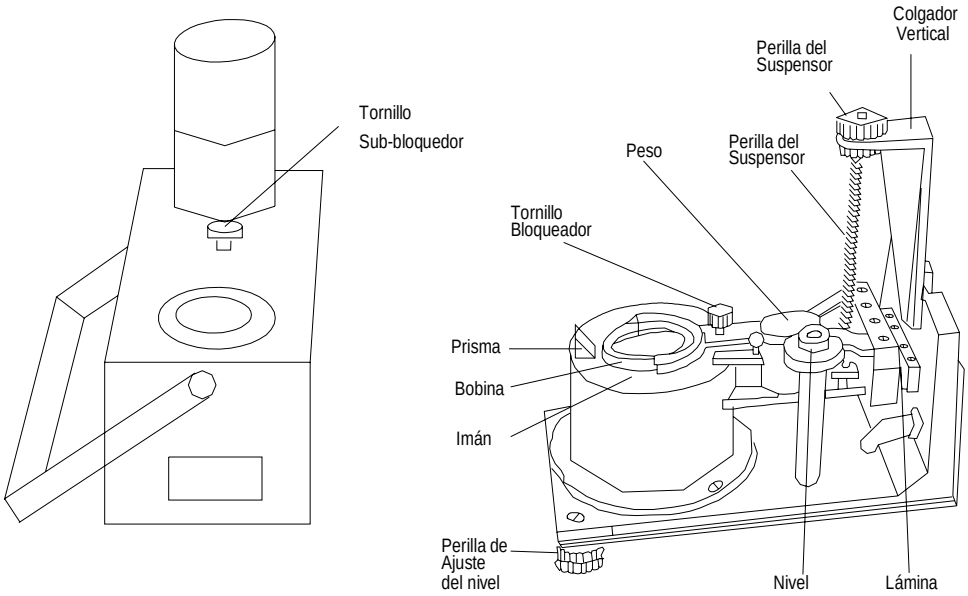


Fig. 3. Sensor Vertical del tipo MTKV-1C, de la OGAWA SEIKI Co., LTD
Del Manual de Instrucción del Pick-up de la OGAWA SEIKI Co., LTD).

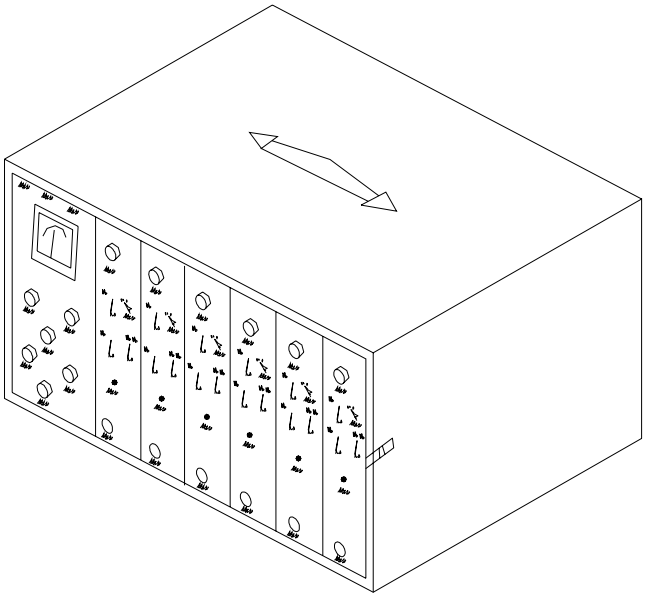


Fig. 4. Amplificador de 6 canales, tipo TA-406 (Del Manual de Instrucción del Amplificador de la OGAWA SEIKI Co., LTD).

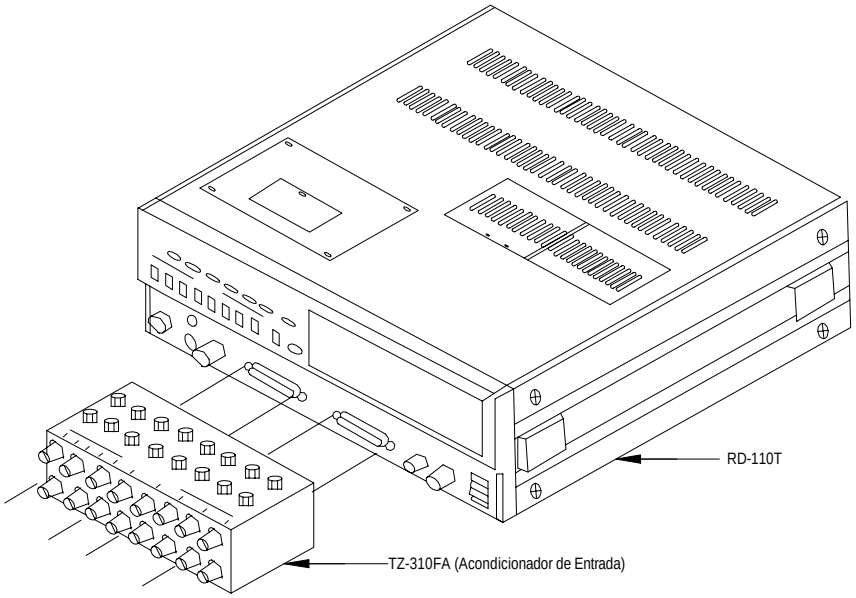


Fig. 5. Data Recorder RD-110T (Del Manual de Instrucción del PCM DATA RECORDER RD-100T/110T de la TEAC CORPORATION)

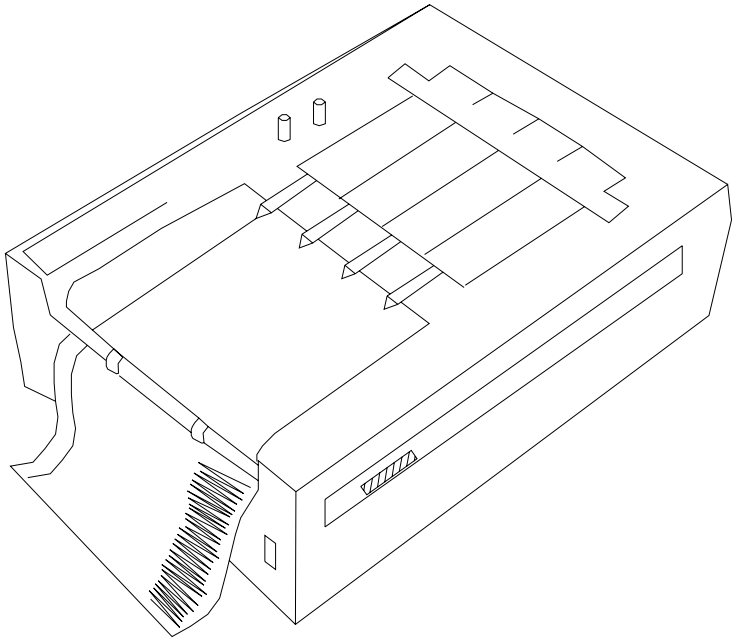


Fig. 6. Oscilador Gráfico del tipo 8K21. (Del Manual de Instrucción del Oscilador Gráfico de la NEC San-ei Instruments, Ltd.)

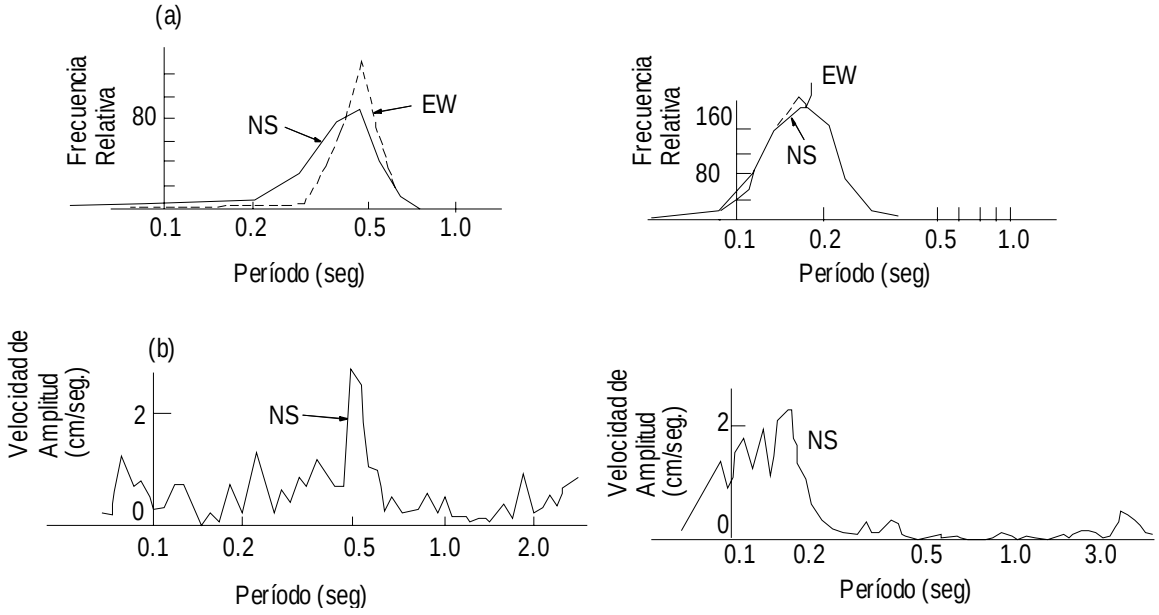


Fig 7. Ejemplo comparativo entre (a) Curva de Períodos vs. Frecuencia Relativa y (b) Espectro de Fourier, que se han hallado a partir de un mismo registro de microtrepidaciones.

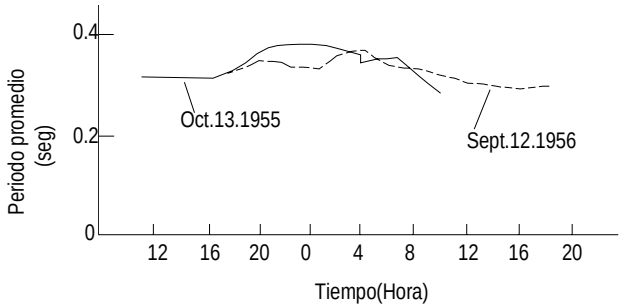


Fig 8. Ejemplo que muestra los cambios horarios del período promedio

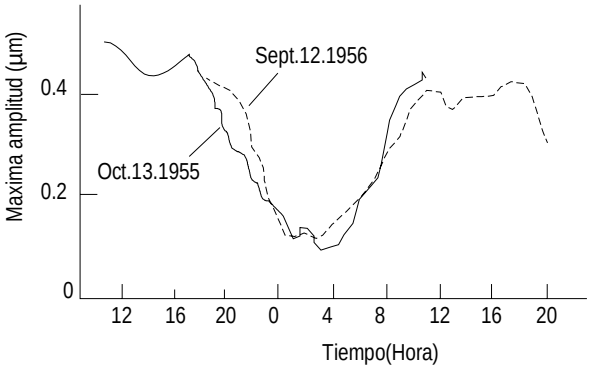


Fig 9. Ejemplo que muestra los cambios horarios de la amplitud

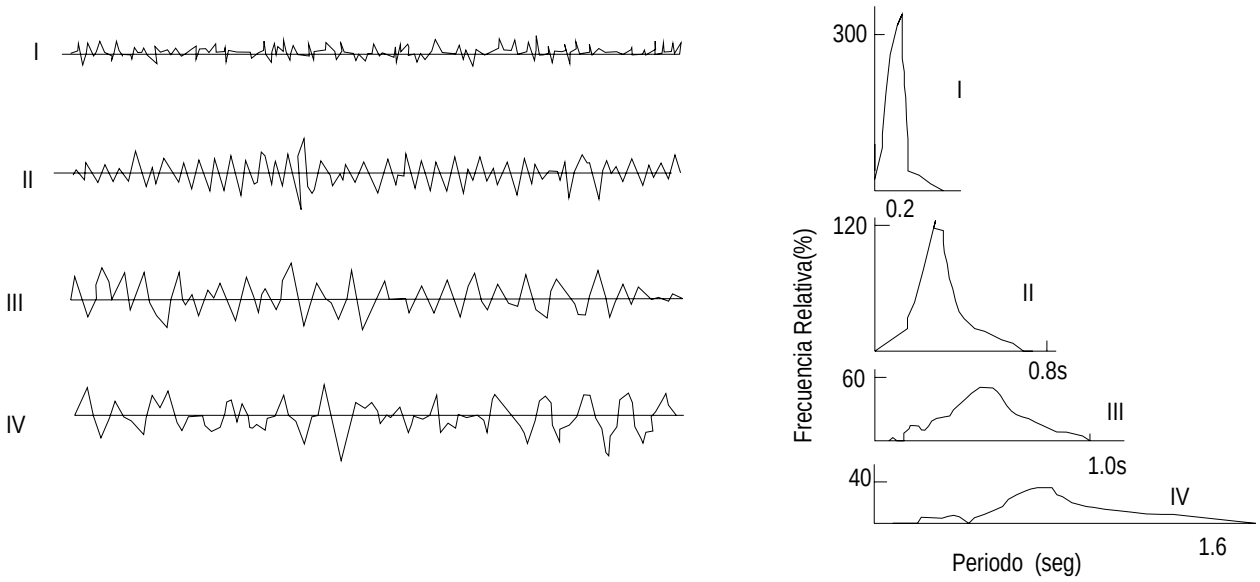


Fig 10. Forma típica de ondas de microtrepidaciones y de curvas período vs. frecuencia relativa

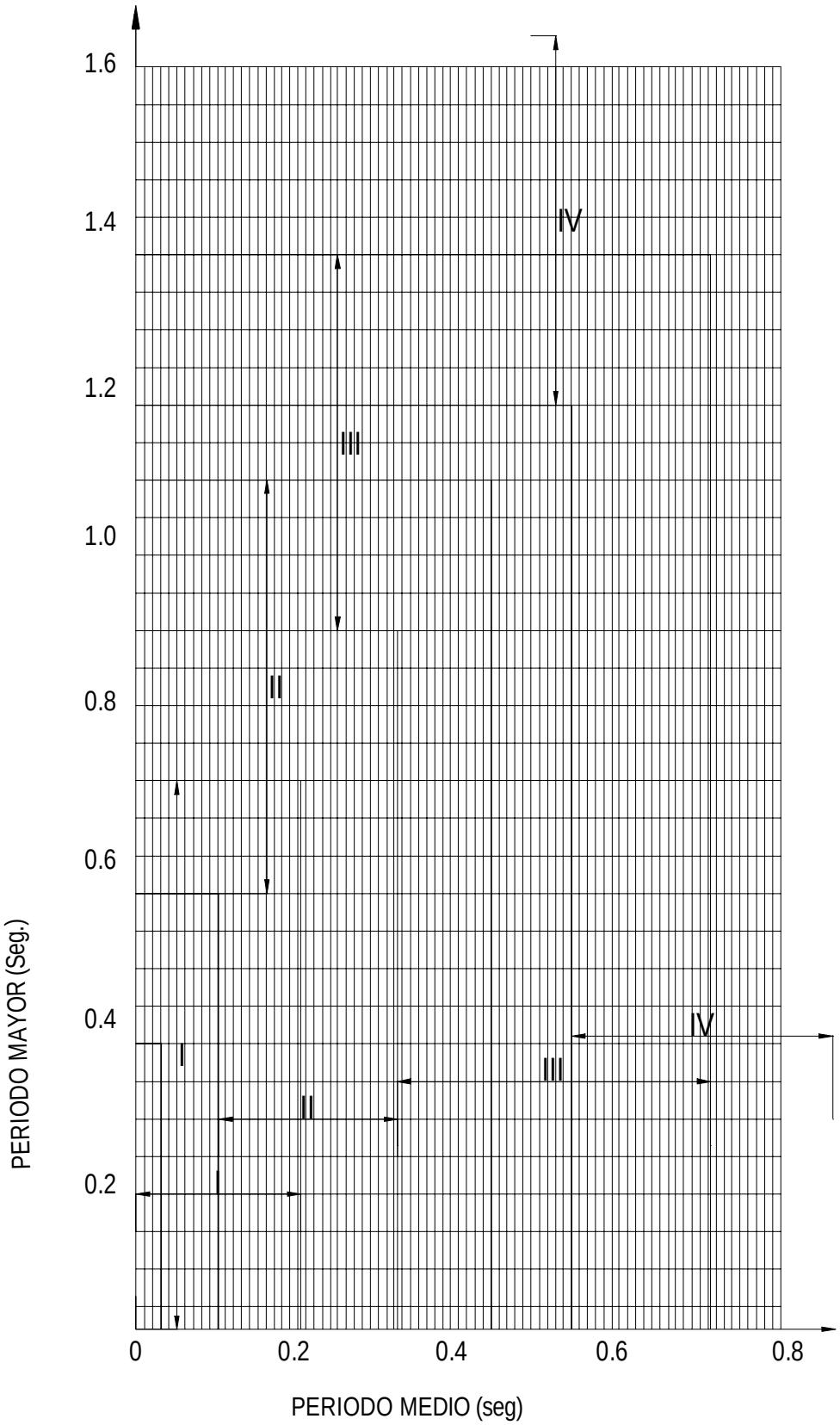


Fig. 11 Zonificación de los tipos de suelos basada en el período mayor y el período medio de las microtrepidaciones. Los símbolos I, II, III y IV representan los cuatro tipos de suelos que fueron usados en el Código de construcciones del Japón

(Kanai y Tanaka, 1961)

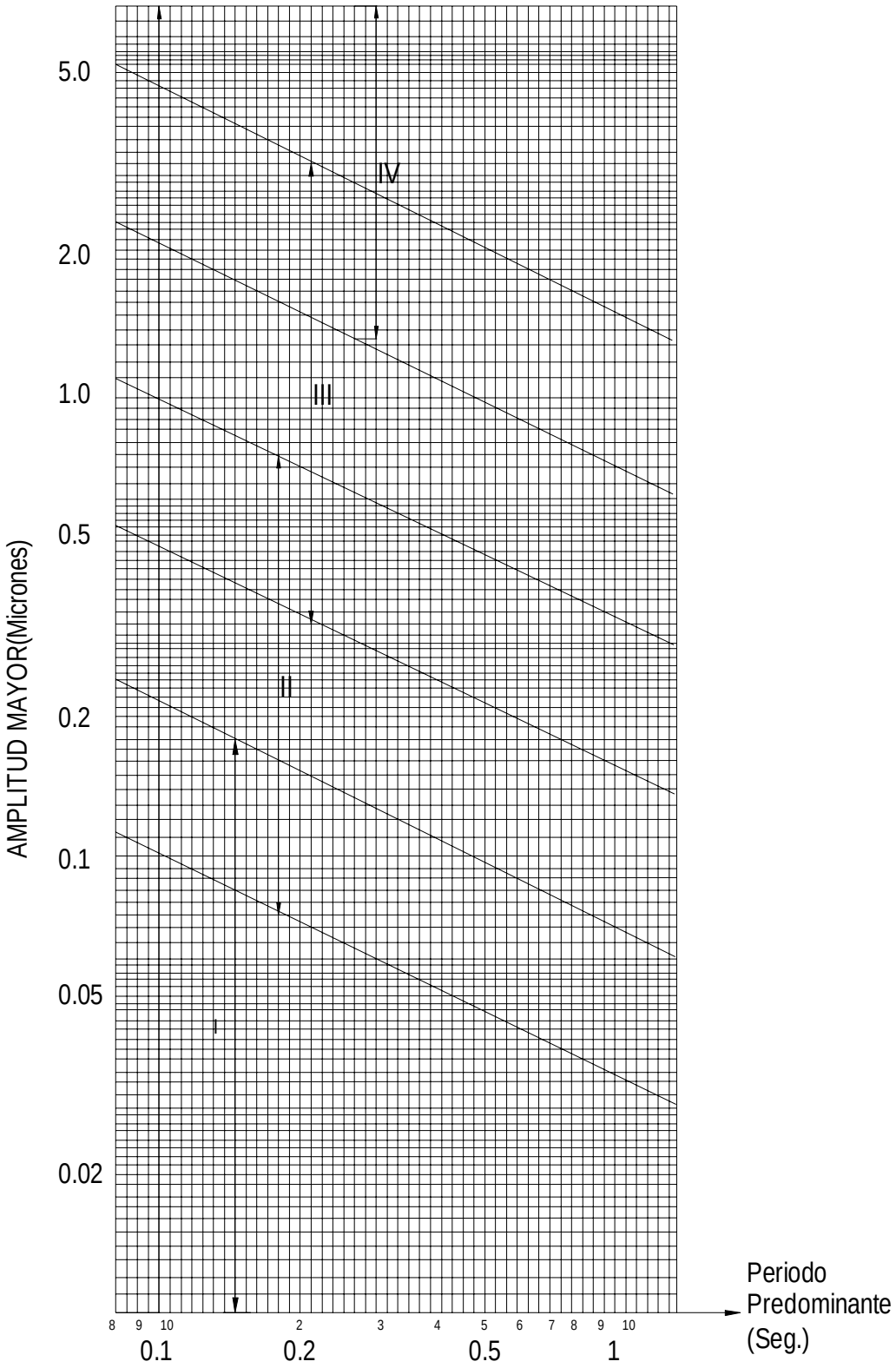


Fig. 12 Zonificación de los tipos de suelos basada en la amplitud mayor y el período predominante de las microtrepidaciones. Los símbolos I, II, III y IV representan los cuatro tipos de suelos que fueron usados en el Código de construcciones del Japón

(Kanai y Tanaka, 1961)

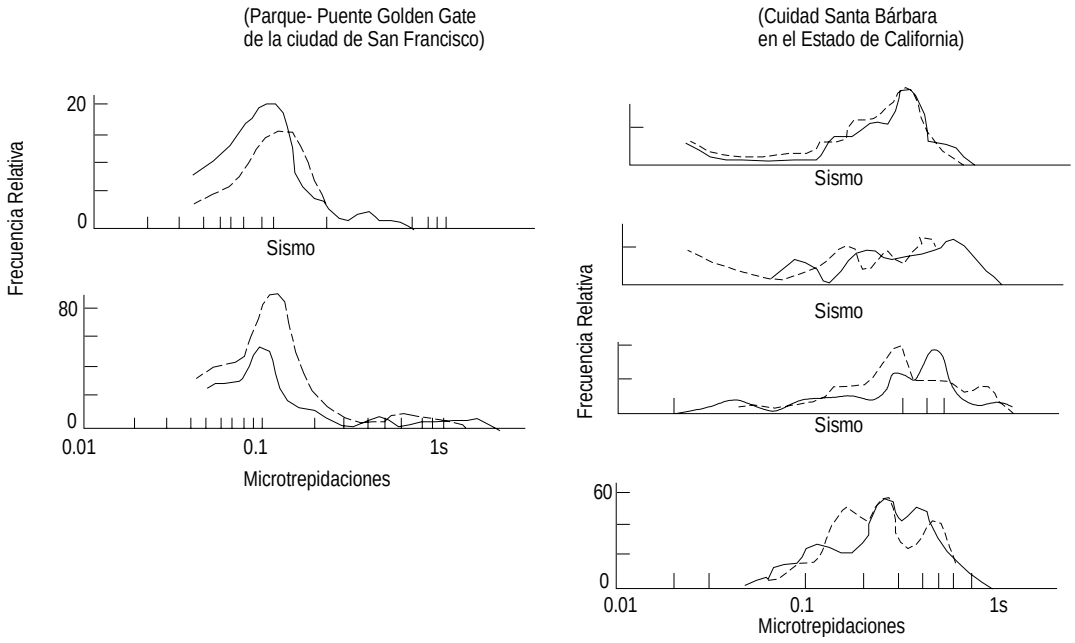


Fig 13. Ejemplo comparativo entre las microtrepidaciones con las curvas período-frecuencia relativa de acelerógrafos

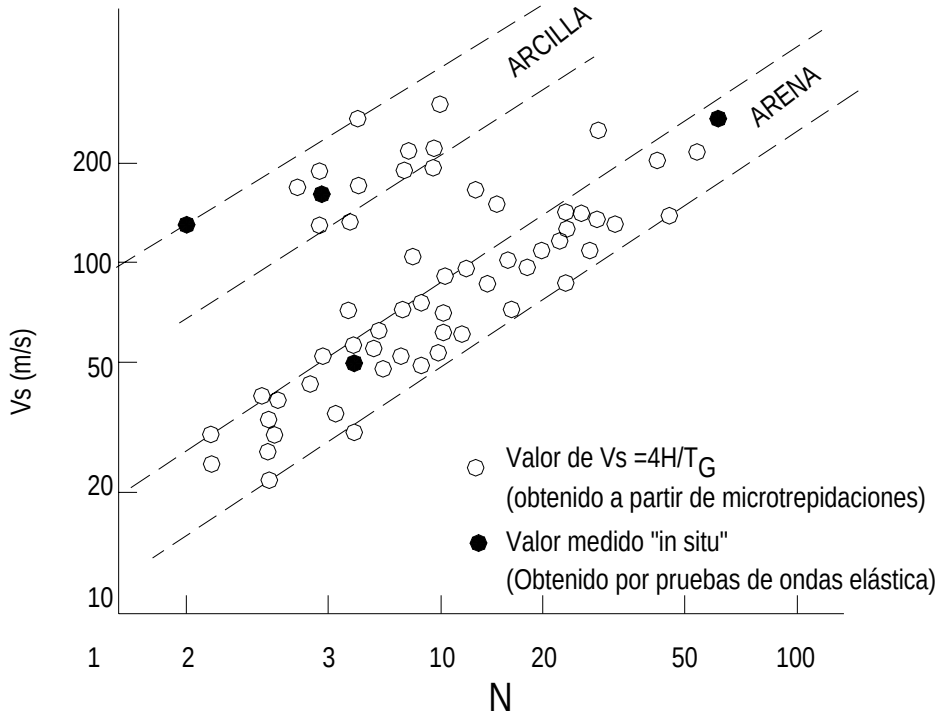


Fig 14. Ejemplo que muestra la relación de “N” con la velocidad de las ondas de corte “V_s”.

ASTM Designación : D698-78

Método de Ensayo Estándar
PARA DETERMINAR LA RELACION HUMEDAD-DENSIDAD DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO-AGREGADO USANDO UN MARTILLO DE 2.49 KG (5.5 LB) Y UNA CAIDA DE 305 MM (12 PULG).

1.0 ALCANCE

1.1 Estos métodos de compactación en el laboratorio determinan la relación entre el contenido de humedad y la densidad de suelos y mezclas de suelo-agregado (Nota 1) cuando se compactan en un molde de dimensiones establecidas con un martillo de 2.49 kg (5.5 lb) soltado de una altura de 305 mm (12 pulg) (Nota 2). Cuatro procedimientos alternativos son presentados a continuación:

1.1.1 Método A.- Un molde de 101.6 mm (4 pulg); material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm).

1.1.2 Método B.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm).

1.1.3 Método C.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla de 3/4 pulg (19.0 mm).

1.1.4 Método D.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla de 3/4 pulg (19.0 mm), corregido por reemplazo del material retenido en la malla de 3/4 pulg.

NOTA 1.- Los suelos y las mezclas de suelo-agregado deben ser considerados como suelos naturales de grano fino o grueso o compuestos o mezcla de suelos naturales o mezclas de suelos naturales y suelos procesados o agregados, tales como: limo, grava o roca triturada.

NOTA 2.- Estos métodos de ensayo de compactación en el laboratorio, cuando son usados en suelos y mezclas suelo-agregados los cuales no tienen drenaje libre, en la mayoría de los casos pueden establecer una relación bien definida entre el contenido óptimo de humedad y la máxima densidad (Ver Sección 7). Mientras que para suelos y mezclas de suelo-agregados con drenaje libre, estos métodos en muchos casos no producen una relación bien definida humedad-densidad, y la máxima densidad obtenida es generalmente menor que la obtenida por métodos vibratorios.

1.2 El método a ser usado debe ser indicado en las especificaciones para el material a ser ensayado. Si no se especifica método alguno, se tomarán las previsiones de la sección 5.

2.0 DOCUMENTACION APLICABLE

2.1 Normas Estándar ASTM

C127 Método de Ensayo de Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso.

D854 Método de Ensayo de Gravedad Específica de Suelos.

D2168 Método de Calibración en Laboratorio del Martillo Mecánico de Compactación de Suelos.

D2216 Método de Laboratorio para la Determinación del Contenido de Agua (Humedad) del Suelo, Roca y Mezclas Suelo-Agregados.

D2487 Método de Ensayo de Clasificación de Suelos con Propósitos Ingenieriles.

D2488 Práctica para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual-Manual).

E11 Especificaciones de las Mallas para Propósitos de Ensayos.

3.0 APARATOS

3.1 Moldes.- Los moldes deberán ser de forma cilíndrica, hechos de metal rígido y dentro de la capacidad y dimensiones indicadas en 3.1.1 ó 3.1.2. Los moldes podrán ser de tipo "partido", consistentes ya sea en dos secciones circulares, medias, o secciones de un elemento de tubo partido, las cuales deben estar firmemente aseguradas para formar un cilindro que cumpla con los requerimientos de esta sección. Los moldes también pueden ser del tipo "ahusado", asegurándose que el diámetro interno del huso es uniforme y no es mayor que 16.7 mm/m lineal (0.200 pulg/pie lineal) de la altura del molde. Cada molde debe tener un plato base y una extensión collar ensamblados, ambos hechos de un metal rígido y construidos de tal forma que puedan asegurar el ajuste y el desajuste del molde. La extensión collar ensamblada deberá tener una altura por sobre el borde superior del molde de por lo menos 50.8 mm (2 pulg), la cual puede incluir una sección que sobresalga para formar un embudo que por lo menos tenga 19 mm (3/4 pulg) de sección cilíndrica recta por debajo de ella.

3.1.1 Molde de 101.6 mm (4 pulg) de diámetro con capacidad de 944 ± 11 cm^3 (1/30 ± 0.0004 pie^3), conforme a la Figura 1.

3.1.2 Molde de 152.4 mm (6 pulg) de diámetro con capacidad de 2124 ± 25 cm^3 (1/13.33 ± 0.0009 pie^3), conforme a la Figura 2.

3.1.3 El promedio del diámetro interno, altura y volumen de cada molde deberá ser determinado antes del uso inicial y en intervalos que no excedan de 1000 las veces que el molde es llenado. El volumen del molde deberá ser calculado del promedio de por lo menos seis medidas del diámetro interno y tres medidas de la altura, con una aproximación de 0.02 mm (0.001 pulg), o por la cantidad de agua requerida para llenar completamente el molde, corregida por temperatura de acuerdo a la Tabla 1. Si el promedio del diámetro interno y del volumen no están dentro de la tolerancia mostradas en las Figuras 1 ó 2, el molde no deberá ser usado. El volumen determinado deberá ser usado en el cálculo de las densidades requeridas.

3.2 Martillo.- El martillo puede ser operado manualmente (ver 3.2.1) o mecánicamente (ver 3.2.2). El martillo deberá caer libremente de una altura de 304.8 ± 1.6 mm (12.0 ± 1/16 pulg) a la superficie del especímen. El peso manufacturado del martillo deberá ser 2.49 ± 0.01 kg (5.5 ± 0.02 lb). La cara de contacto del espécimen deberá ser plana.

3.2.1 **Martillo Manual**.- La cara de contacto del espécimen deberá ser circular con un diámetro de 50.80 ± 0.13 mm (2.000 ± 0.0005 pulg). El martillo deberá ser equipado con un tubo guía, el cual deberá tener el espacio suficiente para que la caída del eje y la cabeza no esté restringida. El tubo guía deberá tener cuatro huecos ventanas a cada extremo (ocho huecos en total) localizados con centros de 19.0 ± 1.6 mm (3/4 ± 1/16 pulg) desde cada extremo y espaciados entre sí a 90 grados. El diámetro mínimo de cada hueco deberá ser de 9.5 mm (3/8 pulg).

3.2.2 **Martillo Mecánico**.- El martillo deberá operar mecánicamente de tal manera que se pueda tener una cubertura uniforme y completa de la superficie del espécimen, El espaciamiento entre el martillo y la superficie interna del molde en su menor diámetro deberá tener 2.5 ± 0.8 mm (0.10 ± 0.03 pulg). Cuando se usa un molde de 101.6 mm (4 pulg) la cara de contacto del espécimen deberá ser circular con un diámetro de 50.80 ± 0.13 mm (2.00 ± 0.005 pulg). Cuando se usa un molde de 152.4 mm (6 pulg) la cara de contacto del espécimen deberá ser de sección circular con un radio igual a 73.7 ± 0.05 mm (2.90 ± 0.02 pulg). La cara del martillo deberá operar de tal manera que el vértice del sector sea posicionado en el centro del espécimen. El martillo mecánico deberá ser calibrado y ajustado como sea necesario, de acuerdo con 3.2.3.

3.2.3 **Calibración y Ajuste**.- El martillo mecánico deberá ser calibrado y ajustado como sea necesario, antes del uso inicial, cerca del final de cada período durante el cual el molde fue llenado 1000 veces; antes de volver a ser usado después de cualquier imprevisto, incluyendo reparaciones, que puedan afectar los resultados del ensayo en forma significativa; y cuando los resultados son cuestionables. Cada calibración y ajuste deberá realizarse de acuerdo con los métodos D2168.

3.3 **Extractor de Muestra (Opcional)**.- Una gata, un pórtico, o cualquier otro accesorio adoptado para extraer los especímenes compactados del molde.

3.4 **Balanzas**.- Una balanza de por lo menos 20 kg de capacidad con una sensibilidad de ± 1 gr y una balanza de por lo menos 1000 gr de capacidad de una sensibilidad de ± 0.01 gr.

3.5 **Horno de Secado**.- Controlado termostáticamente, preferido herméticamente reforzado, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5°C (230 + 9°F) para determinar el contenido de humedad del espécimen compactado.

3.6 **Enrazador**.- Una regla de metal rígido con bordes rectos de cualquier longitud conveniente, pero por lo menos deberá tener 254 mm (10 pulg). El borde de rasgado deberá ser recto con una tolerancia de ± 0.13 mm (± 0.005 pulg) y deberá ser biselado si es más grueso de 3 mm (1/8 pulg).

3.7 **Mallas**.- 3 pulg (75 mm), 3/4 pulg (19 mm) y N° 4 (4.75 mm) conforme a los requerimientos de la Especificación E11.

3.8 **Herramientas de Mezclado**.- Diversas herramientas, tales como platillo mezclador, cuchara, espátula, paleta, etc. o un aparato adecuado para realizar el mezclado integral de una muestra de suelo con incrementos de agua.

4.0 PROCEDIMIENTO

4.1 Preparación de la muestra.- Se selecciona una porción representativa de una cantidad adecuada que pueda dar, después de pasarla por las mallas, una cantidad de material de acuerdo al método a emplear: Método A - 11 kg (25 lb); Métodos B, C y D - 23 kg (50 lb). Prepare las muestras de acuerdo con 4.1.1 a 4.1.3 ó 4.1.4.

4.1.1 Procedimiento de Preparación Seca.- Si la muestra está demasiado húmeda para que sea trabajable, se reduce el contenido de humedad secando el material hasta que sea trabajable. Ver 4.1.2. El secado puede hacerse dejando la muestra a la intemperie o con el uso de aparatos de secado, tal que la temperatura de la muestra no exceda los 60°C (140°F). Después del secado (si se requiere) desmenuzar los agregados de tal manera que se evite el reducir el tamaño natural de las partículas. Pasar el material a través de la malla especificada como sigue: Métodos A y B - N° 4 (4.75 mm); Métodos C y D - 19 mm (3/4 pulg). Corregir por sobredimensionamiento del material, de acuerdo con la sección 5, si el método D es especificado.

4.1.2 Cuando sea posible, los suelos clasificados como: ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT por el Método de Ensayo D2487, deberán ser preparados de acuerdo con 4.1.4.

4.1.3 Preparar una serie de por lo menos cuatro muestras adicionando agua a cada muestra, de tal forma que el contenido de humedad de cada muestra varíe aproximadamente en 1 1/2%. Los contenidos de humedad seleccionados deberán incluir el óptimo contenido de humedad, para proporcionar especímenes que cuando sean compactados, vayan incrementando en masa hasta llegar a la máxima densidad, y de allí empiezan a decrecer (Ver 7.2 y 7.3). Mezclar completamente cada muestra para asegurar la buena distribución de la humedad, luego colocar en un depósito separado cubierto y dejar reposar a la muestra antes de la compactación, de acuerdo con la Tabla 2. Para seleccionar el tiempo de reposo, no se requiere utilizar los procedimientos de clasificación descritos en el Método de Ensayo D2487 (excepto en el caso de ensayos verificatorios), si previamente existe información acerca de la clasificación de la muestra.

4.1.4 Método de Preparación Húmeda.- El siguiente procedimiento alternativo es recomendado para suelos clasificados como: ML. CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT por el Método de Ensayo D2487. Sin secar previamente la muestra, pasarla a través de las mallas de 3/4" (19.0 mm) y de la N° 4 (4.75 mm). Corregir por sobredimensionamiento del material de acuerdo con la sección 5, si el Método D es especificado. Preparar una serie de por lo menos cuatro especímenes que tengan contenidos de humedad que varíen en aproximadamente 1 1/2%. Los contenidos de humedad seleccionados deberán incluir al óptimo contenido de humedad, proporcionando así especímenes que cuando son compactados, irán incrementando en masa hasta llegar a la máxima densidad y de ahí la densidad irá decreciendo (ver 7.2 y 7.3). Para obtener el contenido de humedad apropiado de cada espécimen se debe adicionar una predeterminada cantidad de agua (ver 4.1.3) o disminuir una predeterminada cantidad de humedad por secado, si es necesario. El secado

puede ser por aire o usando un aparato de secado tal que la temperatura del espécimen no exceda los 60°C (140°F). Los especímenes preparados deberán luego ser completamente mezclados y reposados, según se especifica en 4.1.3 y en la Tabla 2, antes de la compactación.

NOTA 3.- Con la práctica, es posible juzgar visualmente el punto de humedad óptima con una buena aproximación, tal que al preparar los especímenes se puede incluir al óptimo contenido de humedad.

4.2 Compactación del Especímen.- Seleccionar el molde de compactación apropiado, de acuerdo con el método a ser usado y colocar la extensión collar del molde. Compactar cada espécimen en cinco capas de aproximadamente la misma altura. Cada capa debe recibir 25 golpes en el caso del molde de 101.6 mm (4 pulg); cada capa debe recibir 56 golpes, en el caso del molde de 152.4 mm (6 pulg). La cantidad total del material usado deberá ser tal que la tercera capa compactada es ligeramente mayor que el borde superior del molde, sin exceder 6 mm (1/4 pulg). Durante la compactación, el molde debe estar apoyado sobre una base rígida, tal como la que proporciona un cilindro o un cubo de concreto que no pese menos de 91 kg (200 lb).

4.2.1 Cuando se opera con el martillo manual, se debe tener cuidado de evitar que el martillo rebote en la parte superior del tubo guía. El tubo guía deberá mantenerse derecho, pudiendo formar hasta 5 grados con la vertical. Los golpes deberán aplicarse a velocidad uniforme, no excediendo 1.4 seg. por golpe y de tal manera que se pueda cubrir completamente la superficie del espécimen.

4.2.2 Tamaño del Molde: el tamaño del molde a ser usado debe ser como sigue: Método A 101.6 mm (4 pulg); Métodos B, C y D 152.4 mm (6 pulg).

4.2.3 Después de la compactación, se quita el collar de extensión, cuidadosamente se enrasa con la regla el espécimen compactado con la parte superior del molde, y se determina la masa del espécimen. Dividir la masa del espécimen y el molde menos la masa del molde entre el volumen del molde (ver 3.1.3). Registrar el resultado como la densidad húmeda, en kilogramos por metro cúbico (libras por pie cúbico) del espécimen compactado.

4.2.4 Remover el material del molde.- Determinar el contenido de humedad de acuerdo con el Método D2216, usando todo el espécimen compactado o un espécimen representativo de toda la muestra. Todo el espécimen debe ser usado cuando la permeabilidad del espécimen compactado es lo suficientemente alta de modo que el contenido de humedad no se distribuye de manera uniforme. Si se utiliza todo el espécimen, triturarlo completamente para facilitar el secado. Obtener el espécimen representativo cortando axialmente el espécimen compactado por el centro y remover de 100 a 500 gr de material de una de las caras.

4.2.5 Repetir 4.2 a 4.2.3 para cada espécimen preparado.

5.0 CORRECIONES POR SOBREDIMENSIONAMIENTO

5.1 Si el 30% o más de la muestra es retenida en la malla 3/4 pulg (19 mm), entonces ninguno de los métodos descritos bajo estos procedimientos deberá ser usado para la determinación de la máxima densidad y el óptimo contenido de humedad.

5.2 **Método A y B**: El material retenido en la malla N° 4 (4.75 mm) es descartado y no se hace ninguna corrección. Sin embargo, es recomendable que si la cantidad de material retenido es mayor o igual al 7%, se debe usar el Método C.

5.3 **Método C**: El material retenido en la malla 3/4 pulg (19.0 mm) es descartado y ninguna de las correcciones por sobredimensionamiento es realizada. Sin embargo, si la cantidad de material retenido es mayor o igual al 10% es recomendable usar el Método D.

5.4 **Método D**

5.4.1 Este método no debe ser usado a menos que la cantidad de material retenido en la malla 3/4 pulg (19 mm) sea mayor o igual al 10%. Cuando la cantidad de material retenido en la malla 3/4 pulg es menor que 10%, usar el Método C.

5.4.2 Pasar el material retenido en la malla de 3/4 pulg (19 mm) a través de la malla de 3 pulg (75 mm). Descartar el material retenido en la malla de 3 pulg. El material que pasa la malla de 3 pulg y es retenido en la malla de 3/4 pulg, debe ser reemplazado por una cantidad igual de material que pase por la malla de 3/4 pulg y se retenga en la malla N° 4 (4.75 mm). El material de reemplazo debe ser tomado de una poción no usada de la muestra.

6.0 CALCULOS

6.1 Calcular el contenido de humedad y la densidad seca para cada espécimen compactado como sigue:

$$w = [(A - B) / (B - C)] \times 100$$

$$\gamma_d = [\gamma_m / (w + 100)] \times 100$$

donde:

w = contenido de humedad en porcentaje del espécimen compactado.
A = masa del recipiente y el espécimen húmedo.
B = masa del recipiente y del espécimen secado al horno.
C = masa del recipiente.
γ_d = densidad seca, en kilogramos por metro cúbico (lb por pie cúbico), del espécimen compactado, y
γ_m = densidad húmeda en kilogramos por metro cúbico (lb por pie cúbico), del espécimen compactado.

7.0 RELACION DENSIDAD-HUMEDAD

7.1 Con los valores obtenidos en 6.1, se gráfica los valores de la densidad seca como ordenadas y los valores del contenido de humedad como abscisas. Dibujar una curva

suave uniendo los puntos graficados. También dibujar una curva denominada "curva de saturación completa" o "curva sin vacíos de aire". Esta curva representa la relación entre la densidad seca y los correspondientes contenidos de humedad cuando los vacíos son llenados completamente con el agua. Los valores de la densidad seca y de sus correspondientes contenidos de humedad para el gráfico de la curva de saturación completa, deberán ser obtenidos usando la siguiente ecuación:

$$w_{sat} = [(1000/\gamma_d) - (1/G_s)] \times 100$$

donde:

w_{sat}	=	contenido de humedad en porcentaje para la saturación completa.
γ_d	=	densidad seca en kilogramos por metro cúbico (libras por pie cúbico).
G_s	=	gravedad específica del material a ser ensayado (ver nota 4).
1000	=	densidad del agua en kilogramos por metro cúbico (62.4 para lb/pie_3).

NOTA 4.- La gravedad específica del material puede ser asumida o seleccionada basándose en el valor promedio de: a) la gravedad específica del material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm) de acuerdo con el Método de Ensayo D854; y b) la gravedad específica aparente del material retenido en la malla N° 4 de acuerdo con el Método de Ensayo C127.

7.2 **Optimo contenido de humedad, w_o**.- El contenido de humedad que corresponde al pico de la curva dibujada según 7.1, debe ser conocido como el "óptimo contenido de humedad".

7.3 **Densidad máxima, γ_{max}**.- La densidad seca en kilogramos por metro cúbico (libra por pie cúbico) de la muestra con un óptimo contenido de humedad debe ser conocida como la "Densidad Máxima".

8.0 REPORTE

8.1 El reporte deberá incluir lo siguiente:

8.1.1 Método usado (método A, B, C ó D).

8.1.2 Optimo contenido de humedad.

8.1.3 Densidad máxima.

8.1.4 Descripción del martillo (sea manual o mecánico).

8.1.5 Descripción de las características del material usado en el ensayo, basado en la Práctica D2488 (el Método de Ensayo D2487 puede ser usado como alternativa).

8.1.6 El origen del material usado.

8.1.7 Procedimiento de preparación usado (húmedo o seco).

9.0 PRECISION

9.1 El criterio para juzgar la aceptabilidad de los resultados del ensayo de la densidad máxima y del óptimo contenido de humedad están dados en la Tabla 3. La desviación estándar, S, es calculada de la ecuación:

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{1}^{n} (x - \bar{x})^2$$

donde:

n = número de determinaciones
x = valor individual de cada determinación
$\bar{x}$ = promedio de las determinaciones

9.2 El criterio para asignar valores de desviación estándar para la precisión de un operador no está disponible en esta norma.

Tabla 1 : Volumen de Agua por Gramo de acuerdo a la Temperatura *

Temperatura °C	Volumen de agua (ml/g)
12	1.00048
14	1.00073
16	1.00103
18	1.00138
20	1.00177
22	1.00221
24	1.00320
26	1.00268
28	1.00375
30	1.00435
32	1.00497

Tabla 2 : Método de Preparación Seca.

Clasificación D2487	Tiempo de Reposo Tiempo Mínimo de Reposo h
GW, GP, SW, SP	no requiere
GM, SM	3
ML, CL, OL, GC, SC	18
MH, CH, OH, PT	36

* *Handbook of Chemistry and Physics. Chemical Rubber Publishing Co., Cleveland, Ohio.*

Tabla 3 : Precisión

	Desviación Standard, S	Rango aceptable de dos resultados, expresados como un porcentaje del valor principal [**]
. Precisión de un operador individual.		
. Densidad Máxima	...	1.9
. Optimo contenido de humedad	...	9.5
. Precisión Múltiples Laboratorios.		
. Densidad Máxima	± 1.66	4.0
. Optimo contenido de humedad.	± 0.86	15.0

Tabla 4 : Equivalencias Métricas para las Figuras 1 y 2.

mm	pulg
0.41	0.016
0.66	0.026
0.80	1/32
1.6	1/16
3.2	1/8
6.4	1/4
8.7	1 1/32
9.5	3/8
12.7	1/2
15.9	5/8
50.8	2
63.5	2 1/2
101.6	4
108.0	4 1/4
114.3	4 1/2
116.43	4.584
152.4	6
165.1	6 1/2
203.2	8
cm^3	pie^3
944	1/30
11	0.004
2124	1/13.333
25	0.0009

[**] *Esta columna indica un rango límite de valores, los cuales no deben ser excedidos por cualquier diferencia entre dos resultados, expresados como un porcentaje del valor promedio. En ensayos de programas cooperativos ha sido determinado que el 95% de los ensayos no deben exceder el rango límite aceptable mostrado. Todos los valores mostrados en la tabla están basados en resultados promedios de ensayos para diferentes suelos y están sujetos a una futura revisión.*

ASTM Asignación : D1194

Método de Ensayo Estándar
Carga Estática para Capacidad Portante del Suelo

1.0 INTRODUCCION

El ensayo de carga directa es un ensayo in-situ que permite la estimación de la capacidad portante del suelo mediante métodos empíricos. Este ensayo es sólo una parte de los procedimientos necesarios en la investigación del suelo para el diseño de la cimentación.

Este método proporciona información del suelo sólo hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la placa a partir del nivel de ensayo, y toma en cuenta sólo parte del efecto del tiempo.

2.0 EQUIPO

Para llevar a cabo el ensayo de carga se debe contar con los siguientes equipos y aparatos:

- **Carga de reacción**: Una plataforma o cajón cargado, de tamaño y peso suficientes para suministrar la carga total requerida en el terreno. Para este fin se puede utilizar un camión cargado, con un peso total mayor o igual a 20 TM.

- **Gata hidráulica**: De suficiente capacidad para proveer y mantener la carga máxima estimada para las condiciones específicas del suelo, pero no menor de 50 ton. en cualquier caso.

  Para registrar la fuerza aplicada por la gata hidráulica se debe contar con un medidor de presión (manómetro), un anillo de carga o una celda de carga electrónica. Estos dispositivos deberían ser capaces de registrar la carga con un error que no exceda de ± 2% del incremento de carga.

- **Placa de carga:** Se debe disponer de tres placas de acero circulares, con espesores no menores a 1 pulgada y con diámetros variando de 12 a 30 pulgadas (305 a 762 mm), incluyendo el mínimo y el máximo diámetro especificado, o placas de acero cuadradas de áreas equivalentes.

- **Dispositivos de registro de asentamientos:** Se requiere de 3 extensómetros, capaces de medir el asentamiento de la placa de carga con una precisión de por lo menos 0.01 pulgadas (0.25 mm).

- **Aparatos diversos:** Incluye una columna de acero (tubo) para transmitir la carga de la plataforma a la placa, y otras herramientas y equipos requeridos para la preparación del ensayo y el montaje del equipo (nivel, plomada, etc).

El montaje del equipo puede variar ampliamente dependiendo de las condiciones de trabajo, requerimientos del ensayo y equipo disponible. Un montaje típico para realizar el ensayo de carga se muestra en la Figura Nº1.

3.0 PROCEDIMIENTO

- **Selección del área de ensayo:** Una selección representativa de la ubicación del ensayo se realiza en base a los resultados de los sondajes de exploración y de los requerimientos de la estructura. Se debe realizar el ensayo de carga a la profundidad de cimentación propuesta y en las mismas condiciones a las que ésta estará sujeta, a menos que se especifiquen condiciones especiales.

- **Pozos de prueba:** Se requieren por lo menos tres pozos, los cuales deben estar espaciados por lo menos 5 veces el diámetro mayor de las placas usadas.

  Se debe nivelar y limpiar cuidadosamente el área donde se colocará la placa de carga, de modo que el área de contacto sea en suelo no disturbado.

  Previo a la realización del ensayo, proteger el pozo y áreas vecinas contra los cambios de humedad del suelo, a menos que se espere un humedecimiento de éste en un tiempo futuro, como en el caso de estructuras hidráulicas. En este caso, prehumedecer el suelo en el pozo hasta una profundidad no menor que el doble del diámetro o el largo de la placa.

- **Plataforma de carga:** Soportar la plataforma de carga o cajón en puntos tan distantes del área de ensayo como sea posible, preferiblemente a distancias no menores que 8 pies (2.4 m). La carga total requerida deberá estar disponible en el sitio antes de iniciar el ensayo.

- **Carga muerta:** Pesar y registrar como peso muerto todo el equipo usado, tal como la placa de acero, columna de transmisión de carga y gata hidráulica, etc., que es colocada en el área previa a la aplicación de los incrementos de carga.

- **Viga de referencia:** Soportar independientemente la viga de referencia, que sostendrá los extensómetros u otros dispositivos de registro de asentamientos, tan lejos como sea posible, pero no menor que 8 pies (2.4 m) desde el centro del área de carga.

- **Incrementos de carga:** Aplicar la carga al suelo en incrementos iguales y acumulativos, no mayores que 1.0 Ton/ft² (95 KPa), o no más que un décimo de la capacidad portante estimada para el área a ser ensayada. Asegurarse de medir cada carga, y aplicar ésta de manera que el suelo sea cargado en forma estática, sin impactos, fluctuaciones o excentricidades.

- **Intervalo de tiempo de carga:** Después de la aplicación de cada incremento de carga, mantener la carga constante por un intervalo de tiempo seleccionado no menor que 15 minutos. Intervalos de tiempo mayores deben ser determinados manteniendo la carga constante hasta que el asentamiento cese o hasta que la razón de asentamiento sea uniforme. Mantener el mismo intervalo de tiempo seleccionado para cada incremento de carga en todo el ensayo.

- **Registro del asentamiento:** Mantener un registro continuo de todos los asentamientos. Realizar mediciones del asentamiento tan pronto como sean posibles antes y después de la aplicación de cada incremento de carga, y en intervalos de tiempos iguales cuando ésta es mantenida constante. Realizar por lo menos 6 mediciones del asentamiento entre las aplicaciones de carga.

- **Término del ensayo:** Continuar cada ensayo hasta que la carga pico sea alcanzada o hasta que la relación de incremento de carga a incremento de asentamiento resulte un mínimo. Si existe suficiente carga disponible, continuar el ensayo hasta que el asentamiento total alcance por lo menos el 10% del diámetro de la placa, a menos que una falla bien definida sea observada.

  Después de terminar las observaciones para el último incremento de carga, liberar la carga aplicada en aproximadamente tres decrementos iguales. Continuar registrando la recuperación del suelo hasta que la deformación cese, o por un período no menor que el intervalo de tiempo seleccionado para la carga.

  NOTA: El siguiente procedimiento alternativo es también permitido. Aplicar la carga al suelo en incrementos correspondientes a incrementos de asentamientos de aproximadamente 0.5% del diámetro de la placa. Después de la aplicación de cada incremento de asentamiento, medir la carga en intervalos de tiempo fijados; por ejemplo 30s, 1, 2, 4, 8 y 15 min. después de la aplicación de carga, hasta que la variación de ésta cese o hasta que la razón de variación de la carga, en el gráfico de carga Vs. logaritmo de tiempo, sea lineal.

  Continúe cargando en incrementos de asentamientos seleccionados. El término del ensayo y la descarga se realiza de manera similar a la indicada anteriormente.

4.0 EVALUACION DE LOS RESULTADOS

- **Capacidad admisible del terreno:** Existen varios criterios para evaluar la capacidad admisible del terreno en base a los resultados del ensayo de carga in-situ. El Comité Francés de Mecánica de Suelos indica que el valor de q_{ad} es el menor valor entre q_{03}, 2/3 q_{10} y 1/2 q_{20}, donde los subíndices representan los valores de descarga en milímetros. El valor de q_{ad} se toma como la carga correspondiente en la curva esfuerzo-deformación, que es producto de la intersección de una recta paralela a la curva de descarga que pasa por los valores de deformación en milímetros indicados y la curva referida.

  También existe el criterio de Terzaghi y Peck que indica que la carga admisible de un ensayo de carga es la mitad del esfuerzo, que ocasiona un asentamiento de 1 centímetro en el ensayo de carga o la mitad del esfuerzo en la falla.

- **Cálculo de asentamientos:** El asentamiento registrado en una placa de 300 mm, de diámetro puede ser relacionada con los asentamientos esperados de la cimentación. Existen varios métodos empíricos para este fin, una relación sugerida por Terzaghi y Peck (1967) es:

-

$$- \quad S_2 = S_1 \left(\frac{2}{1 + B_1 / B_2} \right)^2$$

donde:

S_2 = asentamiento de la cimentación de ancho B_2 en cm.

S_1 = asentamiento de la placa de 300 mm (B_1) bajo la carga esperada a ser aplicada por la cimentación.

Otra relación ha sido dada por Bond (1961)

$$S_2 = S_1 (B_2/B_1)^{n+1}$$

donde la notación usada es la misma que para la expresión de Terzaghi y Peck. El coeficiente adimensional "n" depende del suelo y puede ser determinado por la realización de dos o más ensayos de placa con diferentes diámetros y resolviendo la ecuación para "n". El rango de valores de "n" dado por Bond (1961) es:

0.20 a 0.40 para arenas sueltas a compactas.
0.40 a 0.50 para arenas densas.

NOTA: las relaciones anteriores sólo se consideran aplicables para la estimación del asentamiento en suelos no cohesivos, donde la dependencia del tiempo de las relaciones de asentamiento son despreciables.

- Cálculo de la rigidez (K_v) y módulo de corte (G):

El ensayo de carga directa puede ser utilizado para la estimación de la rigidez vertical del suelo (K_v), mediante la aplicación de cargas cíclicas, tal como se indica en la Fig. Nº2. Este parámetro es muy importante en el diseño de cimentación máquinas; además a partir de este valor se puede obtener el módulo de corte G, mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{K_v (1 - \mu)}{\beta_z (BL)^{1/2}}$$

donde :
G = módulo de corte
K_v = rigidez vertical
μ = módulo de Poisson
$ß_z$ = coeficiente de forma
B = ancho de la cimentación
L = largo de la cimentación

Para una placa cuadrada se tiene:

$$G = \frac{K_v (1 - \mu)}{2.16\, B}$$

Para extrapolar las rigideces obtenidas usando las placas de áreas pequeñas a las áreas reales del prototipo se pueden utilizar las recomendaciones de Terzaghi para cargas estáticas; es decir.

suelo cohesivo : $K_{prototipo} = K_1 \; C$

suelo no cohesivo : $K_{prototipo} = K_1 \left(\frac{c + 1}{} \right)^2$

donde $C = \dfrac{\text{Tamaño menor de la cimentacion}}{\text{Tamaño menor de la placa}}$

5.0 EJEMPLO DE APLICACION

A manera de ejemplo de aplicación se presenta en el Anexo I los resultados de un ensayo de placa realizado con fines de estudio de cimentación de un edificio. Este ensayo se ha realizado a una profundidad de 2.20 m. en un material de relleno, obteniéndose un asentamiento total de 4.6 cm. para una carga aplicada de 6 Kg/cm².

Otra aplicación que se ha estado dando al ensayo de carga directa es la determinación del potencial de colapso in-situ, el cual consiste en determinar el asentamiento adicional que sufre el suelo bajo una carga de 2 Kg/cm², cuando éste es saturado. En este caso se mantiene constante la carga de 2 Kg/cm² y se añade agua al terreno por un período de tiempo considerable hasta que los asentamientos se estabilicen. En el Anexo II se presenta los resultados de un ensayo de este tipo realizado en Ventanilla, con fines de cimentación.

BIBLIOGRAFIA

1. ASTM (1988).
"Annual Book of ASTM Standars" Section 4, Constuction. ASTM, Philadelphia. U.S.A.

2. BOWLES, JOSEPH E. (1982).
"Foundation, Analysis and Design". Mc Graw-Hill Book Company, New York. U.S.A.

3. CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (1985).
"Foundation Engineering Manual", 2nd Edition C.G.S. Canada.

4. LABORATORIO GEOTECNICO-CISMID (1989).
"Estudio Geotécnico de Cimentación de 7 Centros Educativos y una Posta Sanitaria en Ventanilla", CISMID, UNI, Lima.

5. LABORATORIO GEOTECNICO-CISMID (1990).
"Estudio Geotécnico de Cimentación de la Planta de Irradiación Multipropósito en Santa Anita", CISMID, UNI, Lima.

6. LABORATORIO GEOTECNICO-CISMID (1992).
"Ensayo de Carga Directa para la Cimentación de un Edificio Multifamiliar en Surco", CISMID, UNI, Lima.

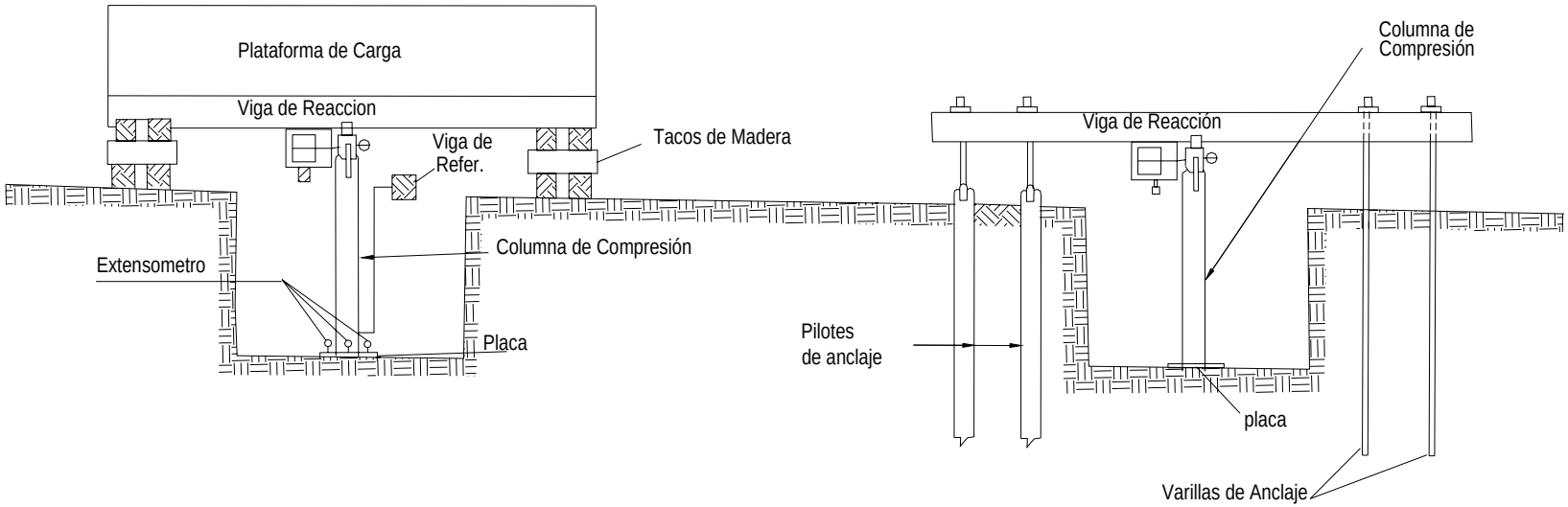

Plataforma de Carga
Viga de Reaccion
Viga de
Refer.
Tacos de Madera
Extensometro
Columna de Compresión
Placa
Columna de
Compresión
Viga de Reacción
Pilotes
de anclaje
placa
Varillas de Anclaje

Figura No.1

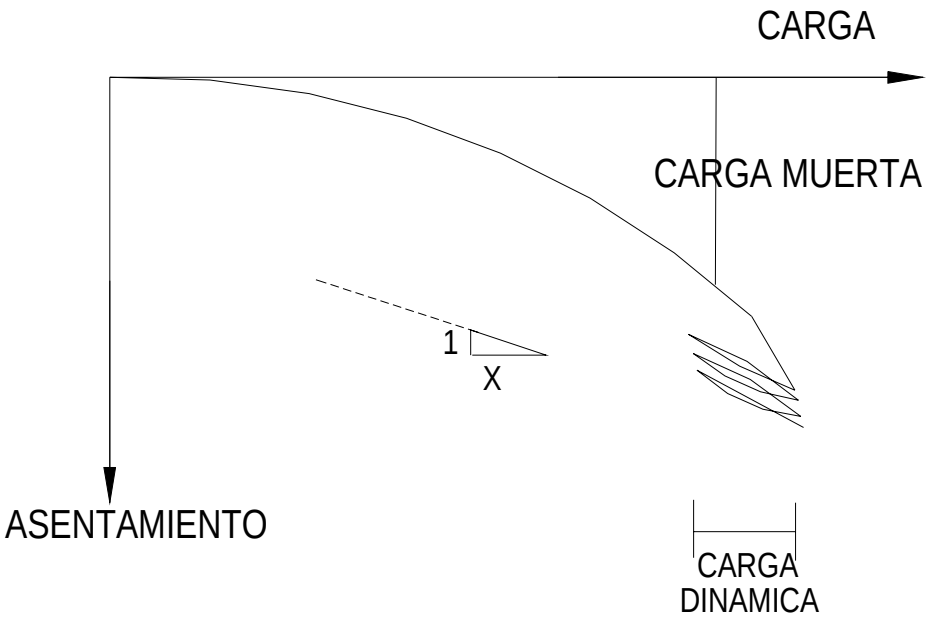


Figura No. 2: Determinación de k mediante pruebas de placa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

ANEXO I

ENSAYO DE CARGA DIRECTA

PROYECTO : CIMENTACIÓN DE EDIFICIO
SOLICITANTE : Ing: MAJLUF
UBICACIÓN : CALLE GERONA-SURCO
FECHA : 13-08-92

CALICATA : EP-2
PROFUNDIDAD : 2.2
DIÁMETRO DE PLACA : 30.60 cm
AREA DE PLACA : 735.40 cm^2

TIEMPO (min)	CARGA (kg/cm^2)	LECTURAS 1	2	3	PROMEDIO LECTURAS	ASENT. (mm)
0	0.50	0.38	0.00	0.24	0.21	
1		0.49	0.00	0.30	0.26	
1		0.52	0.00	0.33	0.28	
2		0.57	0.00	0.37	0.31	
4		0.65	0.06	0.44	0.38	
6		0.66	0.07	0.44	0.39	
8		0.67	0.06	0.46	0.40	
10		0.70	0.06	0.49	0.42	0.42
0	1.00	1.34	0.53	1.07	0.98	
1		1.58	0.70	1.30	1.19	
1		1.65	0.74	1.36	1.25	
2		1.72	0.79	1.44	1.32	
4		1.80	0.85	1.51	1.39	
6		1.88	0.91	1.60	1.46	
8		1.90	0.91	1.62	1.48	
10		1.92	0.91	1.64	1.49	
12		1.94	0.91	1.66	1.50	
14		1.95	0.91	1.67	1.51	
16		2.01	1.02	1.69	1.57	
18		2.01	1.02	1.70	1.58	1.58
0	2.00	4.02	2.68	3.77	3.49	
1		4.47	3.07	4.21	3.92	
1		4.69	3.28	4.43	4.13	
2		4.95	3.52	4.68	4.38	
4		5.23	3.79	4.97	4.66	
6		5.42	3.95	5.15	4.84	
8		5.56	4.06	5.29	4.97	
10		5.68	4.17	5.40	5.08	
12		5.75	4.23	5.48	5.15	
14		5.83	4.33	5.55	5.24	
16		5.90	4.37	5.62	5.30	
18		5.95	4.42	5.68	5.35	
20		6.00	4.45	5.73	5.39	
25		6.12	4.60	5.85	5.52	5.52

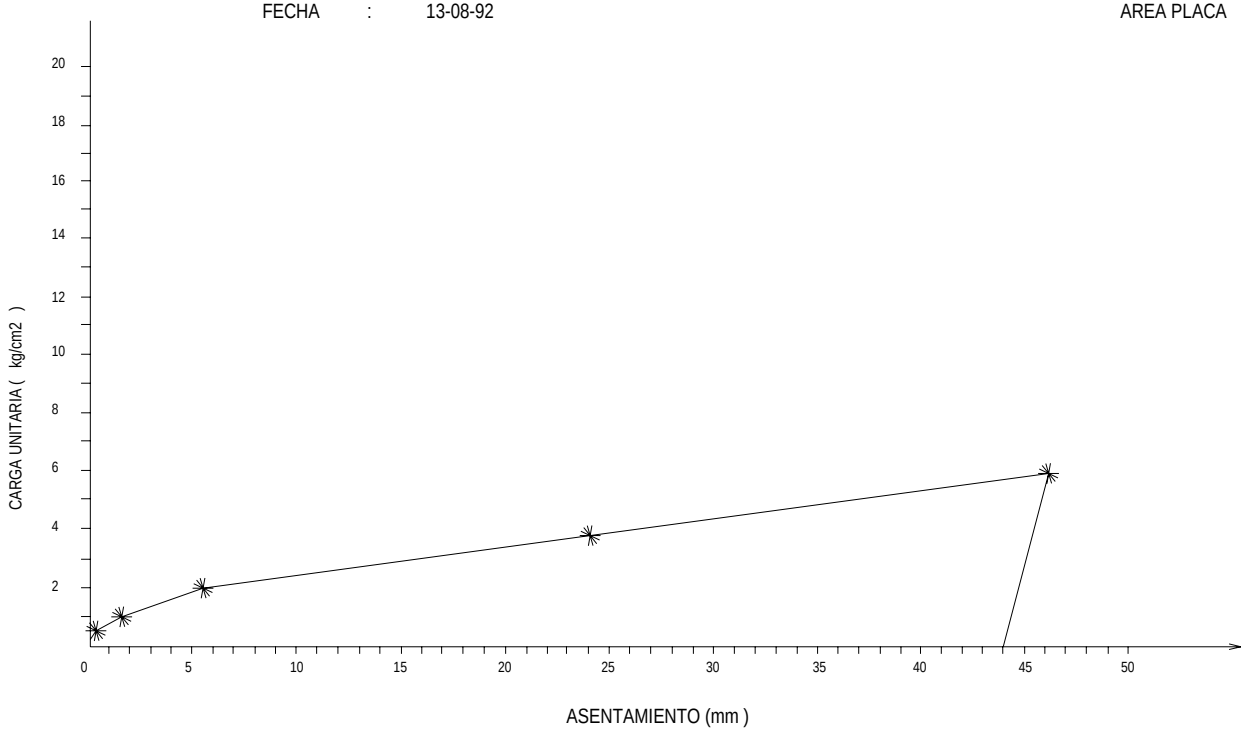
0	4.00	16.76	14.59	16.48	15.94	
1		18.00	15.76	17.73	17.16	
1		18.71	16.42	18.74	17.86	
2		19.71	17.35	19.43	18.83	
4		20.82	18.27	20.57	19.89	
6		21.51	18.84	21.27	20.54	
8		22.06	19.44	21.79	21.10	
10		22.48	19.83	22.22	21.51	
12		22.81	20.09	22.56	21.82	
14		23.09	20.27	22.85	22.07	
16		23.35	20.56	23.11	22.34	
18		23.55	20.69	23.32	22.52	
20		23.77	20.91	23.53	22.74	
25		24.44	21.54	24.21	23.40	
30		25.12	22.13	24.90	24.05	24.05
0	6.00	36.99	33.65	36.91	35.85	
1		38.19	35.82	39.43	37.81	
1		39.54	36.84	40.83	39.07	
2		41.04	38.14	42.32	40.50	
4		42.63	39.55	43.93	42.04	
6		44.18	40.38	44.93	43.16	
8		45.30	40.68	45.42	43.80	
10		45.82	40.99	45.97	44.26	
12		46.26	41.33	46.36	44.65	
14		46.66	41.71	46.65	45.01	
16		46.99	41.96	46.92	45.29	
18		47.29	42.21	47.19	45.56	
20		47.58	42.47	47.52	45.86	
25		47.94	42.77	47.82	46.18	46.18
****DESCARGA		45.45	40.61	45.54	43.87	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVI

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA

PROYECTO	:	CIMENTACION DE EDIFICIO	CALICATA	:	EP-2
SOLITANTE	:	Ing. MAJLUF	PROFUNDIDAD	:	2.2 m.
UBICACION	:	CALLE BERONA - SURCO	DIAMETRO PLACA	:	30.8 cm
FECHA	:	13-08-92	AREA PLACA	:	735.4 cm2



ANEXO II

ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA

UBICACIÓN	ANTONIA MORENO DE C.	DIÁMETRO DE PLACA	= 30 cm
FECHA	18-08-89	AREA DE PLACA	= 707 cm^2
LUGAR	CEI #7	PROFUNDIDAD	= 1.15 m

TIEMPO (min)	CARGA (kg/cm^2)	LECTURAS 1	2	3	PROMEDIO LECTURAS	ASENT. (mm)
0	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	
2		0.00	0.00	0.00	0.00	
4		0.00	0.00	0.00	0.00	
6		0.00	0.00	0.00	0.00	
8		0.00	0.00	0.01	0.00	
10		0.00	0.00	0.01	0.00	
12		0.00	0.00	0.01	0.00	
14		0.00	0.01	0.01	0.01	
16		0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
0	1.00	0.00	0.08	0.07	0.05	
2		0.00	0.11	0.07	0.06	
4		0.00	0.11	0.07	0.06	
6		0.00	0.11	0.07	0.06	
8		0.00	0.11	0.07	0.06	
10		0.00	0.11	0.07	0.06	
12		0.00	0.11	0.07	0.06	
14		0.00	0.11	0.07	0.06	
16		0.00	0.11	0.07	0.06	0.06
0	2.00	0.00	0.30	0.10	0.13	
2		0.02	0.30	0.10	0.14	
4		0.05	0.33	0.11	0.16	
6		0.10	0.44	0.25	0.26	
8		0.14	0.55	0.35	0.35	
10		0.31	0.62	0.41	0.45	
12		0.33	0.64	0.42	0.46	
14		0.33	0.64	0.43	0.47	
16		0.34	0.64	0.43	0.47	0.47
0	2.00	0.34	0.64	0.43	0.47	
2		0.45	0.72	0.48	0.55	
4		0.50	0.76	0.49	0.58	
6		0.57	0.82	0.53	0.64	
10		0.64	0.89	0.57	0.70	
25		0.77	1.02	0.65	0.81	
55		0.92	1.33	0.86	1.04	
85		1.02	1.53	1.09	1.21	
115		1.15	1.62	1.22	1.33	
145		1.23	1.79	1.34	1.45	
205		1.28	2.01	1.58	1.62	
265		1.44	2.18	1.70	1.77	
325		1.50	2.37	1.94	1.94	
385		1.50	2.56	2.20	2.09	
445		1.50	2.60	2.27	2.12	
505		1.50	2.80	2.41	2.24	

565		1.50	2.89	2.59	2.33	
625		1.50	2.98	2.64	2.37	
685		1.50	3.01	2.68	2.40	
745		1.50	3.08	2.74	2.44	
805		1.50	3.08	2.74	2.44	
865		1.50	3.08	2.74	2.44	
925		1.50	3.13	2.74	2.46	
955		1.50	3.17	2.74	2.47	
985		1.50	3.17	2.74	2.47	
1045		1.50	3.22	2.74	2.49	
1075		1.50	3.25	2.74	2.50	
1105		1.50	3.26	2.74	2.50	
1135		1.50	3.37	2.74	2.51	
1165		1.50	3.37	2.74	2.51	
1195		1.50	3.37	2.74	2.51	
1225		1.50	3.37	2.89	2.59	
1285		1.50	3.38	2.89	2.59	
1345		1.50	3.38	2.89	2.59	
1405		1.50	3.39	2.90	2.60	
1465		1.50	3.40	2.90	2.60	
1525		1.50	3.43	2.92	2.62	
1585		1.50	3.43	2.92	2.62	
1645		1.50	3.49	2.94	2.64	
1705		1.50	3.51	2.94	2.65	
1765		1.50	3.53	2.97	2.67	
1825		1.50	3.57	2.98	2.68	
1885		1.50	3.57	2.99	2.69	
1945		1.50	3.61	3.00	2.70	
2005		1.50	3.62	3.02	2.71	
2065		1.50	3.70	3.08	2.76	
2125		1.50	3.71	3.08	2.76	
2185		1.50	3.72	3.10	2.77	
2245		1.50	3.77	3.10	2.79	
2305		1.50	3.77	3.10	2.79	
2365		1.50	3.77	3.10	2.79	
2375		1.50	3.77	3.10	2.79	
2425		1.50	3.77	3.10	2.79	
2485		1.50	3.77	3.10	2.79	
2517		1.50	3.77	3.10	2.79	2.79
0	4.00	1.55	4.78	3.76	3.36	
1		1.90	4.84	3.82	3.52	
2		2.35	4.90	3.85	3.70	
4		2.50	5.08	3.92	3.83	
6		2.58	5.08	3.92	3.86	
8		2.67	5.08	3.94	3.90	
10		2.72	5.09	3.97	3.93	
12		2.85	5.09	3.98	3.97	
14		2.85	5.09	3.98	3.97	
16		2.85	5.09	3.98	3.97	3.97
0	6.00	3.49	6.57	5.81	5.29	
1		3.63	6.71	5.93	5.42	
2		3.67	6.76	5.98	5.47	
4		3.70	6.82	6.01	5.52	
6		3.81	6.98	6.18	5.66	

8		3.83	7.14	6.43	5.80	
10		3.83	7.16	6.48	5.82	
12		3.83	7.19	6.51	5.84	
14		3.83	7.21	6.53	5.86	
16		3.91	7.24	6.56	5.90	
18		3.91	7.24	6.56	5.90	
20		3.91	7.24	6.58	5.91	5.91
0	8.00	4.03	8.34	8.22	6.86	
1		4.11	8.64	8.75	7.17	
2		4.14	8.67	8.79	7.20	
4		4.17	8.73	8.87	7.26	
6		4.17	8.77	8.94	7.29	
8		4.22	8.84	8.99	7.35	
10		4.22	8.87	9.04	7.38	
12		4.22	8.87	9.06	7.38	
14		4.23	8.91	9.11	7.42	
16		4.24	8.91	9.15	7.43	
18		4.24	8.93	9.16	7.44	
20		4.24	8.93	9.17	7.45	7.45
0	10.00	4.24	9.77	10.85	8.29	
1		4.24	9.86	11.02	8.37	
2		4.24	9.89	11.18	8.44	
4		4.24	9.90	11.23	8.46	
6		4.24	9.94	11.27	8.48	
8		4.24	10.00	11.33	8.52	
10		4.24	10.00	11.38	8.54	
12		4.24	10.00	11.40	8.55	
14		4.24	10.00	11.46	8.57	
16		4.24	10.00	11.47	8.57	8.57
DESCARGA		3.94	9.11	10.56	7.87	

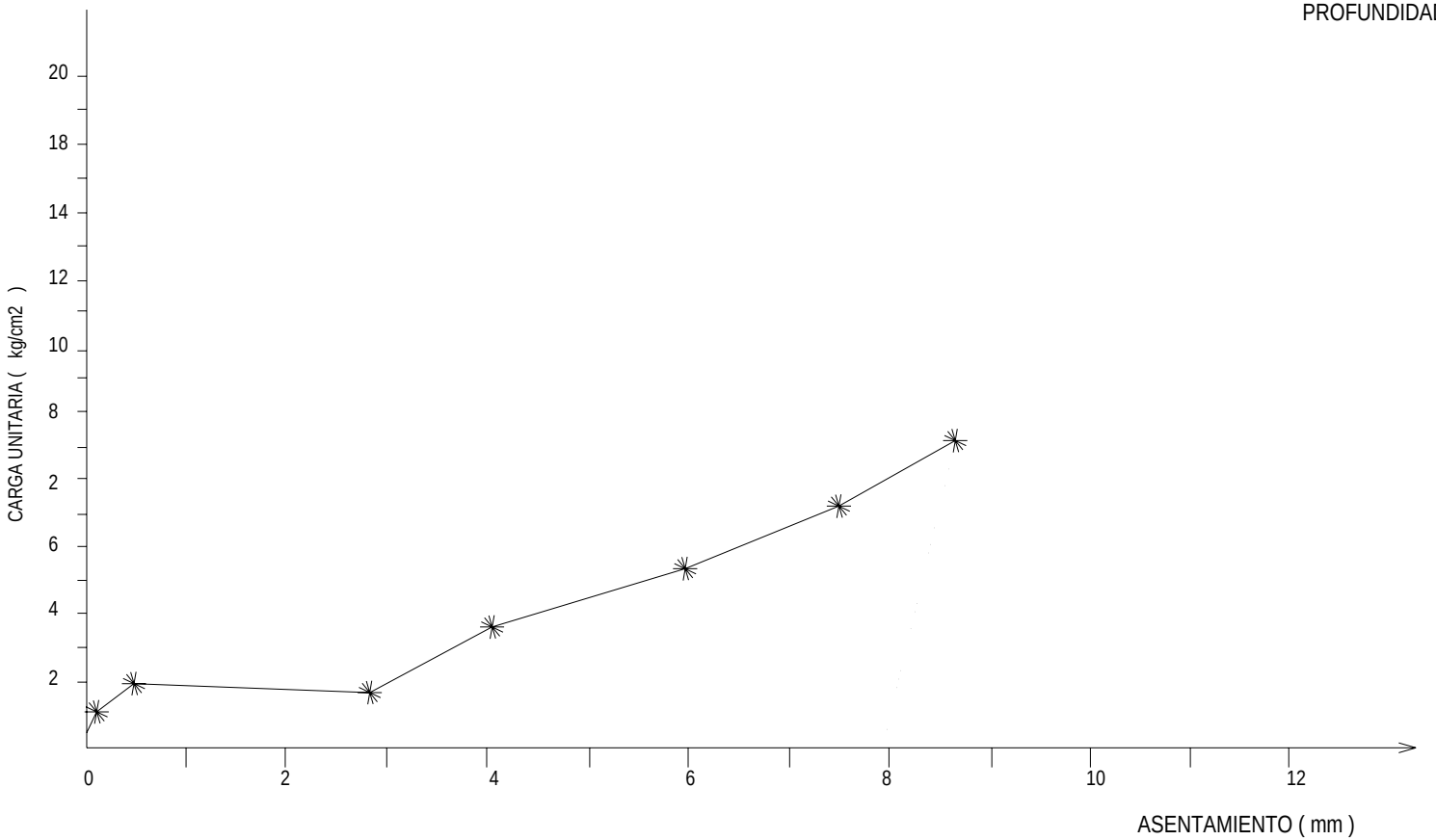
FACULTAD DE INGENIERIA CIVI

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA

UBICACION : ANTONIA MORENO DE C.
FECHA : 18-08-89
LUGAR : CEI - 7

SOLICITADO POR : ENACE
DIAMETRO PLACA = 30 cm
AREA PLACA = 707 cm2
PROFUNDIDAD = 1.15 m



ASTM Designación : D1556-82

Método de Ensayo Estándar para
DETERMINAR LA DENSIDAD DEL SUELO IN SITU POR EL METODO DEL CONO DE ARENA.

1.0 ALCANCE

1.1 Este método cubre la determinación de la densidad del suelo in situ.

1.2 Cualquier suelo u otro material que puede ser excavado con herramientas de mano puede ser ensayado, siempre y cuando los vacíos o las aberturas de los poros en la masa son lo suficientemente pequeños para prevenir que la arena usada en el ensayo se introduzca en los vacíos naturales. El suelo u otro material siendo ensayado deberá tener la suficiente cohesión o atracción entre partículas para mantener estable los lados de un hueco pequeño o excavación. Este deberá ser lo suficientemente firme para soportar las presiones pequeñas ejercidas al excavar el hueco y colocar el aparato sobre él, sin deformarse o desplazarse.

1.3 Cuando el contenido de humedad y la densidad seca van a ser determinadas, no debe ser usado este método en algunos suelos o materiales, como se indica en los párrafos 1.3 y 3.5 del método D2216.

2.0 DOCUMENTACION APLICABLES

2.1 Normas Estándar ASTM

C136 Método de Análisis Granulométrico para Agregados Fino y Grueso.

D653 Términos y Símbolos Relativos a Mecánica de Suelos y de Rocas.

D698 Método de Ensayo para Relaciones de Humedad-Densidad de Suelos y Mezclas de Suelo-Agregado, Usando un Martillo de 5.5 lb (2.49 kg) y una Caída de 12 pulg. (305 mm).

D1557 Método de Ensayo para Relaciones de Humedad-Densidad de Suelos y Mezclas de Suelo-Agregado, usando un martillo de 10 lb (4.54 kg) y una caída de 18 pulg (457 mm).

D2049 Método de Ensayo para Determinar la Densidad Relativa de Suelos sin Cohesión.

D2216 Método de Laboratorio para Determinar el Contenido de Humedad de Suelo, Roca y Mezclas de Suelo Agregados.

3.0 SIGNIFICADO Y USO

3.1 Este método es muy difundido para determinar la densidad de suelo compactados utilizados en la construcción de terraplenes de tierra, rellenos de carreteras y estructuras de relleno. Es comúnmente utilizado como base de aceptación para suelos compactados a una densidad específica o a un porcentaje de la densidad máxima determinada por un método de ensayo estándar.

3.2 Este método puede ser usado para determinar la densidad in-situ de depósitos de suelos naturales, agregados, mezclas de suelos u otro material similar.

3.3 El uso de este método está generalmente limitado a un suelo en una condición no saturada. Este método no es recomendable para suelos que son blandos o fáciles de pulverizar o que estén en una condición de humedad tal que el agua escurra en un hueco excavado a mano. La precisión del ensayo puede ser afectada para suelos que se deforman fácilmente o que sufran cambios volumétricos en el hueco excavado debido a que el personal camine o se detenga cerca del hueco durante la prueba.

4.0 APARATOS

4.1 Aparato de densidad, consiste en los siguientes:

4.1.1 Un tarro o recipiente que tenga un volumen aproximadamente igual o mayor a 4000 cm^3 (1 gal).

4.1.2 Un utensilio desarmable que consiste en una válvula cilíndrica con un orificio de aproximadamente 13 mm (1/2 pulg) de diámetro, que tiene un pequeño embudo de metal conectado a un recipiente de un galón en un extremo y a un embudo de metal más grande (cono) en el otro extremo. La válvula deberá tener tapones para prevenir que rote de una posición completamente abierta a otra completamente cerrada.

4.1.3 Un plato cuadrado o rectangular metálico con un hueco con borde en el centro para recibir al embudo grande (cono) del utensilio descrito en 4.1.2. El plato deberá ser plano en la base y deberá tener espesor, rigidez suficiente y orillas de aproximadamente 10 a 13 mm (3/8 a 1/2 pulg) de altura.

4.1.4 Los detalles del aparato descrito se muestran en la Fig. 1 y representan las mínimas dimensiones aceptables para ensayar suelos que tienen un tamaño máximo de partículas de aproximadamente 50 mm (2 pulg) y el volumen del hueco de ensayo de aproximadamente 3000 cm^3 (0.1 pie^3). Cuando el material siendo ensayado contiene una cantidad pequeña de partículas de mayores dimensiones y grandes partículas aisladas se encuentran, el ensayo puede moverse a una nueva ubicación. Se necesitan aparatos y volúmenes del hueco de prueba más grandes cuando prevalecen las partículas mayores de 50 mm (2 pulg).

NOTA 1.- El aparato aquí descrito representa un diseño que ha sido probado satisfactoriamente. Aparatos más grandes de similares proporciones pueden ser usados, siempre y cuando se conserven los principios básicos para la determinación del volumen de la arena.

4.2 Arena, deberá ser limpia, seca, uniforme, no cementada, durable y que discurra libremente. Cualquier graduación puede ser usada, siempre que tenga un coeficiente de uniformidad (Cu = D60/D10) menor que 2.0, un tamaño máximo de las partículas menor que 2.00 mm (malla N° 10) y menos del 3% en peso que pase los 250 um (malla N° 60). La distribución del tamaño de las partículas (graduación) deberá ser determinada de acuerdo con el Método D136. Se necesita arena libre de finos y partículas de arena fina para prevenir cambios significativos en la densidad de la masa con las alteraciones diarias en la humedad atmosférica. Es deseable arena consistente de partículas naturales redondeadas o subredondeadas. La arena triturada o que tenga partículas angulares pueden no tener un libre escurrimiento, por lo que esta condición puede causar una acción puente y por lo tanto imprecisión en la determinación de la densidad (Nota 2). Para seleccionar la arena de una cantera potencial, se debe determinar cinco densidades de masa por separado, las cuales tienen que ser hechas para cada recipiente o saco de arena. Para que sea una arena aceptable, la variación entre cualquier determinación y el promedio no deberá ser mayor del 1% del promedio. Antes de usar la arena en las determinaciones de la densidad, ésta debe ser secada, luego se deja que tome la humedad del aire del sitio donde va a ser usada. La arena no podrá volver a usarse si es que no se ha eliminado cualquier suelo contaminante y verificado la gradación y secado. Los ensayos de densidad de masa deberán ser hechos en intervalos que no excedan los 14 días, siempre después de cualquier cambio significativo en la humedad atmosférica, antes de volver a usar la arena y antes de usar un nuevo material previamente aprobado (Nota 3).

NOTA 2.- Algunas arenas manufacturadas (trituradas) tal como arena molida han sido usadas satisfactoriamente con una buena reproductibilidad. La reproductibilidad de los resultados de ensayo usando arena angular deberá ser verificada bajo situaciones reales de pruebas antes de seleccionar arena angular para el uso.

NOTA 3.- La mayoría de las arenas tienen la tendencia de absorber humedad de la atmósfera. Una muy pequeña cantidad de humedad absorbida puede ocasionar una variación sustancial en la densidad de masa. En zonas de alta humedad o donde la humedad cambia continuamente, la densidad de masa debe ser determinada más frecuentemente que el máximo intervalo de 14 días indicado. La necesidad de verificaciones más frecuentes puede ser determinada por la comparación de los resultados de diferentes ensayos de densidad de masa con la misma arena en la zona y en condiciones de uso sobre un período de tiempo.

4.3 Balanzas.- Una balanza de capacidad máxima de 10 kg graduada desde 1 gr y una aproximación de 2 gr desde 100 gr hasta 7000 gr y de 3 gr sobre 7000 gr, y una balanza de 2000 gr de capacidad máxima, graduada desde 0.1 gr y con una aproximación de 0.1%.

4.4 Equipo de Secado.- Horno, como se especifica en el Método D2216 (ver 6.1.10 y Nota 6).

4.5 Equipo Misceláneo.- Cuchillo, pico pequeño, formón, espátula pequeña, desentornillador o cucharas para excavar el hueco del ensayo, cubos con tapas, latas de estaño sin costura o de aluminio con tapas, sacos de plástico u otro recipiente disponible para retener la densidad y humedad de la muestra y la densidad de la arena; termómetro para determinar la temperatura del agua, brocha pequeña, calculadora, libreta de apuntes, etc.

5.0 CALIBRACION

5.1 Las determinaciones de la masa han de ser realizadas con una aproximación de 1 gr, excepto para aquellas en las que se requiere la determinación del contenido de humedad, las cuales serán realizadas con una aproximación de 0.1 gr.

5.2 Determinar la masa de arena requerida para llenar el embudo y el plato base como sigue:

5.2.1 Colocar arena en el aparato y determinar la masa del aparato y de la arena.

5.2.2 Ubicar el plato base sobre una superficie plana y limpia. Invertir el aparato y colocar el embudo grande en el hueco central con bordes del plato base y marcar e identificar el embudo y el plato de tal manera que el mismo embudo y plato siempre coincidan en la misma posición.

5.2.3 Abrir la válvula y dejarla abierta hasta que la arena deje de moverse, estar seguro que el aparato, plato base o la superficie plana no choquen ni vibren antes que la válvula sea cerrada.

5.2.4 Cerrar la válvula prontamente, determinar la masa de los aparatos con la arena remanente y calcular la pérdida de arena. Esta pérdida representa la masa de arena requerida para llenar el embudo y el plato base.

5.2.5 Repetir los procedimientos desde 5.2.1 a 5.2.4 por lo menos tres veces. La masa de la arena usada en los cálculos deberá ser el promedio de tres determinaciones. La máxima variación entre cualquier determinación y el promedio no debe exceder en 1%.

5.3 Usar el Método A o el Método B para determinar la densidad de masa de la arena.

5.4 Método A.- Determine la densidad de masa de la arena a ser usada en los ensayos de campo como sigue:

5.4.1 Seleccionar un recipiente de volumen conocido que sea de aproximadamente la misma dimensión del hueco y permita que la arena caiga aproximadamente la misma distancia que el hueco excavado en el ensayo de campo. Son recomendables los moldes de 944 cm^3 (1/30 pie^3) y de 2124 cm^3 (1/13.333 pie^3) especificados en el Método de Ensayo D698 o el de 2830 cm^3 (0.1 pie^3) especificado en el Método de Ensayo D2049.

5.4.2 Realizar mediciones lo suficientemente aproximadas para determinar el volumen del recipiente con una aproximación de ± 1.0%. La tolerancia de medición para los moldes recomendables están dados en los Métodos de Ensayo D698 y D2049.

5.4.3 Las características de flujo a través de diferentes ensamblajes de válvulas han sido causa de diferentes valores de densidad de masa. El embudo y la válvula usados para determinar la densidad de masa de la arena deberán ser los mismos a usarse en los ensayos de campo, a menos que otros equipos sean determinados para obtener los mismos resultados.

5.4.4 Llenar el aparato ensamblado con arena.

5.4.5 Determinar la masa del recipiente de volumen conocido cuando esté vacío.

5.4.6 Sostener el aparato sobre el recipiente de volumen conocido en una posición invertida, de tal manera que la arena discurra aproximadamente la misma distancia como si fuera en el ensayo de campo con la válvula completamente abierta.

5.4.7 Llenar el recipiente completamente y luego cerrar la válvula. Cuidadosamente eliminar el exceso de arena fuera del nivel superior del recipiente. Con mucho cuidado debe ser tomado el recipiente para que no sea golpeado o vibrado antes que la nivelación sea completada.

5.4.8 Limpiar cualquier arena de la parte externa del recipiente y determinar la masa de un recipiente de volumen conocido cuando esté lleno. Determinar la masa neta de la arena, substrayendo la masa del recipiente vacío.

NOTA 4.- Cuando el recipiente de volumen conocido tiene el mismo diámetro del hueco central con bordes en el plato de metal, los procedimientos en 5.4.6 a 5.4.8 pueden ser simplificados con el uso de una plato en la parte superior del recipiente de volumen conocido. Eliminar el exceso de arena que no es requerido, cuando el aparato con arena es pesado antes y después del llenado del recipiente y la masa requerida para llenar el cono y plato (5.2.5) es substraída de la diferencia.

5.4.9 Repetir el procedimiento de 5.4.5 a 5.4.8 por lo menos tres veces. La masa usada en los cálculos deberá ser el promedio de tres determinaciones. La máxima variación entre cualquier determinación y el promedio no deberá exceder del 1%.

5.5 Método B.- La densidad de masa de la arena a ser usada en el ensayo de campo es determinada primero conociendo el volumen del recipiente y del acoplamiento e incluyendo el volumen del orificio de la válvula; y luego usando el recipiente para medir el volumen y la masa de arena como sigue:

5.5.1 Para determinar la densidad de masa, use un recipiente de vidrio u otro material rígido y cilíndrico, que se adelgace hacia la abertura. Pueden ser usados otros recipientes para hacer los ensayos de densidad in situ.

5.5.2 Usar el mismo ensamblaje de embudo y válvula para determinar la densidad de masa de la arena, tal como serán usados en los ensayos de campo o determine otros ensamblajes que den los mismos resultados.

5.5.3 Usar grasa u otra sustancia impermeable en las uniones y ajustar las roscas completamente.

5.5.4 Determinar la masa del aparato ensamblado y registrela.

5.5.5 Colocar el aparato hacia arriba y abrir la válvula.

5.5.6 Llenar el aparato con agua hasta que sobrepase el nivel de la válvula.

5.5.7 Cerrar la válvula y eliminar el exceso de agua.

5.5.8 Determinar la masa del aparato con agua y determinar la temperatura del agua con aproximación a 1°C.

5.5.9 Determinar la masa de agua para llenar el aparato, substrayendo la masa del aparato con el agua.

5.5.10 Repetir el procedimiento descrito desde 5.5.4 hasta 5.5.9 por lo menos tres veces. Convertir el peso del agua en gramos a mililitros corrigiendo por temperaturas según 7.3.1. El volumen deberá ser el promedio de las tres determinaciones con una variación máxima de 3 ml.

5.5.11 El volumen determinado con este procedimiento es constante siempre y cuando el recipiente y el acoplamiento tengan la misma posición relativa con la que se determinó previamente el volumen. Si los dos deberán estar separados, se debe dejar marcas para armarlos siempre en la misma posición.

5.5.12 Secar completamente el recipiente y los otros aparatos eliminando la grasa y las sustancias impermeables antes de proceder a la determinación de la densidad de la masa.

5.5.13 Ubicar los aparatos vacíos hacia arriba sobre una superficie nivelada y firme, cerrar la válvula y llenar el embudo con arena.

5.5.14 Abrir la válvula y dejar que el embudo esté lleno por lo menos hasta la mitad, llenar el aparato, asegurándose que el aparato no sea golpeado ni vibrado antes de cerrar la válvula. Cuando la arena deja de fluir, cerrar la válvula prontamente y vaciar el exceso de arena.

5.5.15 Determinar la masa del aparato con arena y determinar la masa neta de arena, substrayendo la masa del aparato.

5.5.16 Repetir el procedimiento desde 5.5.13 hasta 5.5.15 por lo menos tres veces. La masa usada en los cálculos deberá ser el promedio de tres determinaciones. La máxima variación entre cualquier determinación y el promedio no deberá exceder del 1%.

6.0 PROCEDIMIENTO

6.1 Determinar la densidad del suelo in situ como sigue:

6.1.1 Llenar el aparato con arena previamente calibrada para determinar la densidad de la masa. Determine la masa del aparato y de la arena.

6.1.2 Preparar la superficie donde va a ser ubicado el ensayo, tal que se encuentre nivelado. El plato base es una excelente herramienta para preparar la superficie nivelada y limpia.

6.1.3 Asentar el plato base sobre la superficie plana; estando seguro que existe un buen contacto entre la superficie del terreno y el borde del hueco central. Marcar el plato base y controlar que no haya movimiento durante el ensayo. Adherir con clavos los bordes del plato o en su defecto asegurar el plato que no se mueva sin causar ninguna alteración en el suelo a ser ensayado.

6.1.4 En suelos donde la nivelación no es posible, un ensayo preliminar deberá ser ejecutado en este punto, midiendo el volumen de separación entre el plato del embudo y la superficie del terreno. Llenar el espacio con arena del aparato, determinar la masa de arena usada para llenar el espacio, volver a llenar el aparato y determinar la nueva masa inicial del aparato y la arena antes de proceder las mediciones, cuidadosamente cepillar la arena de la superficie preparada.

NOTA 5.- Se puede utilizar otro aparato calibrado en el campo cuando se prevee la condición anterior (en lugar de volver a llenar el aparato y determinar una segunda masa). El procedimiento en 6.1.4 puede ser usado para cada ensayo cuando se desea una mejor aproximación, sin embargo no es usualmente necesario para la mayoría de ensayos cuando se obtiene una superficie relativamente nivelada.

6.1.5 Excavar el hueco para el ensayo dentro del hueco central del plato base, teniendo cuidado de no alterar el suelo que rodea al hueco. El volumen del hueco del ensayo deberá ser tan grande como se pueda con el fin de minimizar errores y no deberá ser más pequeño que los volúmenes indicados en la Tabla 1. Los lados del hueco deberán tratar de caer perpendicularmente ligeramente hacia el fondo, tal que éste sea razonablemente plano o cóncavo. El hueco deberá ser cuidado en lo posible de cavidades, salientes y obstrucciones filudas ya que pueden afectar la precisión del ensayo. Los suelos que son esencialmente granulares requieren un cuidado extremo y pueden requerir excavaciones de forma cónica. Ubicar todo el suelo excavado y el suelo suelto durante la excavación en un recipiente que esté marcado para identificar el número del ensayo. Tenga cuidado de no perder ningún material. Proteger este material de las pérdidas de humedad hasta que la masa haya sido determinada y que también haya sido determinado el contenido de humedad del espécimen.

6.1.6 Limpiar el borde del hueco central del plato de metal, invertir el aparato, y asentar el embudo grande de metal en el hueco con bordes en la misma ubicación marcada durante la calibración. Abrir la válvula y dejar que la arena llene el hueco, el embudo y el plato base. Tener cuidado de no golpear o vibrar el aparato o el terreno durante este paso. Cuando la arena deje de fluir, cierre la válvula.

6.1.7 Determinar la masa del aparato con la arena sobrante y calcular la masa utilizada en el ensayo.

6.1.8 Determinar la masa del material que ha sido removido del hueco del ensayo.

6.1.9 Mezclar el material completamente y obtener un espécimen representativo para la determinación del contenido de humedad o usar la muestra entera.

6.1.10 Determinar el contenido de humedad de acuerdo con el Método D2216.

NOTA 6.- Métodos rápidos para la determinación de la humedad pueden ser usados para obtener un valor aproximado que después es verificado o corregido de acuerdo con los valores obtenidos por el Método D2216.

6.2 Los especímenes para el contenido de humedad deberán ser los suficientes y seleccionados de tal manera que representen a todo el material obtenido del hueco del ensayo. En la Tabla 1 se sugiere la masa mínima del espécimen para obtener la humedad en relación con el tamaño máximo de la partícula.

7.0 CALCULOS

7.1 Los cálculos como son mostrados son para el uso de unidades en gramos y centímetros cúbicos o milímetros. Otras unidades son permisibles siempre y cuando se utilicen los factores de conversión apropiados para mantener la consistencia de las unidades a través del cálculo.

7.2 Calibración de la arena.- Método A.

7.2.1 Calcular la densidad de masa de la arena como sigue:

$$\rho_1 = M_1/V_1$$

donde:

ρ_1 = Densidad de la masa de arena, gr/cm^3 o (multiplicar por 62.43 para lb/pie^3).

M_1 = Masa de arena para llenar el recipiente de volumen conocido, 5.4.9, gr.

V_1 = Volumen del recipiente de volumen conocido 5.4.2, cm^3.

7.3 Calibración de la arena.- Método B.

7.3.1 Calcular el volumen del aparato de densidad como sigue:

$$V_2 = GT$$

donde:

V_2 = Volumen del aparato de densidad, ml.

G = Masa del agua requerida para llenar el aparato, 5.5.9.

T = Factor de Corrección por temperatura del agua mostrado en la columna 3 de la Tabla 2.

7.3.2 Calcular la densidad de la masa de arena como sigue:

$$\rho_1 = M_2/V_2$$

donde:

ρ_1 = Densidad de masa de la arena, gr/cm^3, o (multiplicar por 62.43 para lb/pie^3).

M_2 = Masa de arena requerida para llenar el aparato 5.5.16, gr.

V_2 = Volumen del aparato, 5.5.10.

7.4 Ensayo de Campo

7.4.1 Calcular el volumen del hueco del ensayo como sigue:

$$V = (M_3 - M_4) / \rho_1$$

donde:

V = Volumen del hueco del ensayo, cm^3.

M_3 = Masa de arena para llenar el hueco del ensayo, embudo y el plato base, 6.1.17, gr.

M_4 = Masa de arena para llenar el embudo y el plato base, 5.2.5, gr.

ρ_1 = Densidad de masa de arena, 7.2.1 ó 7.3.2, gr/cm^3.

7.4.2 Calcular la masa seca del material removido del hueco del ensayo como sigue:

$$M_6 = 100\ M_5/(W + 100)$$

donde:

W = Porcentaje de humedad del material del hueco de ensayo, 6.1.10.

M_5 = Masa húmeda del material del hueco de ensayo, 6.1.8.

M_6 = Masa seca del material del hueco de ensayo, gr, (multiplicar por 0.002205 para lb).7.

7.4.3 Calcular la densidad húmeda y seca del material ensayado como sigue:

$$\rho_M = M_5 / V$$

$$\rho_d = M_6 / V$$

donde:

V = Volumen del hueco de prueba, 7.4.1, cm^3.

M_5 = Masa húmeda del material del hueco del ensayo, 6.1.8, gr.

M_6 = Masa seca del material del hueco del ensayo, 7.4.2, gr.

ρ_M = Densidad húmeda del material ensayado gr/cm^3 (multiplicar por 62.43 para lb/pie^3).

ρ_d = Densidad seca del material ensayado.

NOTA 7.- Se puede expresar la densidad in-situ como un porcentaje de otra densidad, por ejemplo, la máxima densidad determinada en el laboratorio de acuerdo con el Método D698. Esta relación puede ser determinada dividiendo la densidad in-situ entre la máxima densidad y multiplicando por 100.

8.0 PRECISION Y EXACTITUD

8.1 La precisión y exactitud no ha sido determinada. No existen métodos disponibles que provean valores absolutos de densidad de campo in-situ con los cuales este método pueda ser comparado. La variabilidad del suelo y la naturaleza destructiva del ensayo no proveen una duplicación repetitiva de los resultados del ensayo para obtener una significativa evaluación estadística. La exactitud es función del cuidado ejercido durante la realización de los pasos del ensayo, dando particular atención a un cuidadoso control para repetir sistemáticamente los procedimientos utilizados.

Tabla 1 - Volumen mínimo de los huecos de ensayo y muestras mínimas para el contenido de humedad basado en el máximo tamaño de la partícula.

Máximo Tamaño de la Partícula	Mínimo Volumen del Hueco de Ensayo		Mínima Muestra para el contenido de humedad gr.
	cm^3	pie^3	
Malla N° 4 (4.75 mm)	710	0.025	100
12.5 mm (½ pulg)	1420	0.050	300
25 mm (1 pulg)	2120	0.075	500
50 mm (2 pulg)	2830	0.100	1000

Tabla 2 - Volumen de agua por gramo de acuerdo a la temperatura.

Temperatura		Volumen de Agua ml/gr
°C	°F	
12	53.6	1.00048
14	57.2	1.00073
16	60.8	1.00103
18	64.4	1.00138
20	68.0	1.00177
22	71.6	1.00221
24	75.2	1.00268
26	78.8	1.00320
28	82.4	1.00375
30	86.0	1.00435
32	89.6	1.00497

ASTM Designación : D1557-78

Métodos de Ensayos Estándar para
DETERMINAR LA RELACION HUMEDAD-DENSIDAD DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO-AGREGADO USANDO UN MARTILLO DE 4.54 KG (10 LB) Y UNA CAIDA DE 457 MM (18 PULG).

1.0 ALCANCE

1.1 Estos métodos de compactación en el laboratorio determinan la relación entre el contenido de humedad y la densidad de suelos y mezclas de suelo-agregado (Nota 1) cuando se compactan en un molde de dimensiones establecidas con un martillo de 4.54 kg (10 lb) soltado de una altura de 457 mm (18 pulg) (Nota 2). Cuatro procedimientos alternativos son presentados a continuación:

1.1.1 Método A.- Un molde de 101.6 mm (4 pulg); material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm).

1.1.2 Método B.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm).

1.1.3 Método C.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla de 3/4 pulg (19.0 mm).

1.1.4 Método D.- Un molde de 152.4 mm (6 pulg); material que pasa la malla de 3/4 pulg (19.0 mm), corregido por reemplazo del material retenido en la malla de 3/4 pulg.

NOTA 1.- Los suelos y las mezclas de suelo-agregado deben ser considerados como suelos naturales de grano fino o grueso o compuestos o mezcla de suelos naturales o mezclas de suelos naturales y suelos procesados o agregados, tales como: limo, grava o roca triturada.

NOTA 2.- Estos métodos de ensayo de compactación en el laboratorio, cuando son usados en suelos y mezclas suelo-agregados los cuales no tienen drenaje libre, en la mayoría de los casos pueden establecer una relación bien definida entre el contenido óptimo de humedad y la máxima densidad (Ver Sección 7). Mientras que para suelos y mezclas de suelo-agregados con drenaje libre, estos métodos en muchos casos no producen una relación bien definida humedad-densidad, y la máxima densidad obtenida es generalmente menor que la obtenida por métodos vibratorios.

1.2 El método a ser usado debe ser indicado en las especificaciones para el material a ser ensayado. Si no se especifica método alguno, se tomarán las previsiones de la sección 5.

2.0 DOCUMENTACION APLICABLE

2.1 Normas Estándar ASTM

C127 Método de Ensayo de Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso.

D854 Método de Ensayo de Gravedad Específica de Suelos.

D2168 Método de Calibración en Laboratorio del Martillo Mecánico de Compactación de Suelos.

D2216 Método de Laboratorio para la Determinación del Contenido de Agua (Humedad) del Suelo, Roca y Mezclas Suelo-Agregados.

D2487 Método de Ensayo de Clasificación de Suelos con Propósitos Ingenieriles.

D2488 Práctica para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual-Manual).

E11 Especificaciones de las Mallas para Propósitos de Ensayos.

3.0 APARATOS

3.1 Moldes.- Los moldes deberán ser de forma cilíndrica, hechos de metal rígido y dentro de la capacidad y dimensiones indicadas en 3.1.1 ó 3.1.2. Los moldes podrán ser de tipo "partido", consistentes ya sea en dos secciones circulares, medias, o secciones de un elemento de tubo partido, las cuales deben estar firmemente aseguradas para formar un cilindro que cumpla con los requerimientos de esta sección. Los moldes también pueden ser del tipo "ahusado", asegurándose que el diámetro interno del huso es uniforme y no es mayor que 16.7 mm/m lineal (0.200 pulg/pie lineal) de la altura del molde. Cada molde debe tener un plato base y una extensión collar ensamblados, ambos hechos de un metal rígido y construidos de tal forma que puedan asegurar el ajuste y el desajuste del molde. La extensión collar ensamblada deberá tener una altura por sobre el borde superior del molde de por lo menos 50.8 mm (2 pulg), la cual puede incluir una sección que sobresalga para formar un embudo que por lo menos tenga 19 mm (3/4 pulg) de sección cilíndrica recta por debajo de ella.

3.1.1 Molde de 101.6 mm (4 pulg) de diámetro con capacidad de 944 ± 11 cm^3 (1/30 ± 0.0004 pie^3), conforme a la Figura 1.

3.1.2 Molde de 152.4 mm (6 pulg) de diámetro con capacidad de 2124 ± 25 cm^3 (1/13.33 ± 0.0009 pie^3), conforme a la Figura 2.

3.1.3 El promedio del diámetro interno, altura y volumen de cada molde deberá ser determinado antes del uso inicial y en intervalos que no excedan de 1000 las veces que el molde es llenado. El volumen del molde deberá ser calculado del promedio de por lo menos seis medidas del diámetro interno y tres medidas de la altura, con una aproximación de 0.02 mm (0.001 pulg), o por la cantidad de agua requerida para llenar completamente el molde, corregida por temperatura de acuerdo a la Tabla 1. Si el promedio del diámetro interno y del volumen no están dentro de las tolerancias mostradas en las Figuras 1 ó 2, el molde no

deberá ser usado. El volumen determinado deberá ser usado en el cálculo de las densidades requeridas.

3.2 Martillo.- El martillo puede ser operado manualmente (ver 3.2.1) o mecánicamente (ver 3.2.2). El martillo deberá caer libremente de una altura de 457.2 ± 1.6 mm (18.0 ± 1/16 pulg) a la superficie del espécimen. El peso manufacturado del martillo deberá ser 4.54 ± 0.01 kg (10.0 ± 0.02 lb). La cara de contacto del espécimen deberá ser plana.

3.2.1 Martillo Manual.- La cara de contacto del espécimen deberá ser circular con un diámetro de 50.80 ± 0.13 mm (2.000 ± 0.0005 pulg). El martillo deberá ser equipado con un tubo guía, el cual deberá tener el espacio suficiente para que la caída del eje y la cabeza no esté restringida. El tubo guía deberá tener cuatro huecos ventanas a cada extremo (ocho huecos en total) localizados con centros de 19.0 ± 1.6 mm (3/4 ± 1/16 pulg) desde cada extremo y espaciados entre sí a 90 grados. El diámetro mínimo de cada hueco deberá ser de 9.5 mm (3/8 pulg).

3.2.2 Martillo Mecánico.- El martillo deberá operar mecánicamente de tal manera que se pueda tener una cubertura uniforme y completa de la superficie del espécimen, El espaciamiento entre el martillo y la superficie interna del molde en su menor diámetro deberá tener 2.5 ± 0.8 mm (0.10 ± 0.03 pulg). Cuando se usa un molde de 101.6 mm (4 pulg) la cara de contacto del espécimen deberá ser circular con un diámetro de 50.80 ± 0.13 mm (2.00 ± 0.005 pulg). Cuando se usa un molde de 152.4 mm (6 pulg) la cara de contacto del espécimen deberá ser de sección circular con un radio igual a 73.7 ± 0.05 mm (2.90 ± 0.02 pulg). La cara del martillo deberá operar de tal manera que el vértice del sector sea posicionado en el centro del espécimen. El martillo mecánico deberá ser calibrado y ajustado como sea necesario, de acuerdo con 3.2.3.

3.2.3 Calibración y Ajuste.- El martillo mecánico deberá ser calibrado y ajustado como sea necesario, antes del uso inicial, cerca del final de cada período durante el cual el molde fue llenado 1000 veces; antes de volver a ser usado después de cualquier imprevisto, incluyendo reparaciones, que puedan afectar los resultados del ensayo en forma significativa; y cuando los resultados son cuestionables. Cada calibración y ajuste deberá realizarse de acuerdo con los métodos D2168.

3.3 Extractor de Muestra (Opcional).- Una gata, un pórtico, o cualquier otro accesorio adoptado para extraer los especímenes compactados del molde.

3.4 Balanzas.- Una balanza de por lo menos 20 kg de capacidad con una sensibilidad de ± 1 gr y una balanza de por lo menos 1000 gr de capacidad de una sensibilidad de ± 0.01 gr.

3.5 Horno de Secado.- Controlado termostáticamente, preferido herméticamente reforzado, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5°C (230 ± 9°F) para determinar el contenido de humedad del espécimen compactado.

3.6 Enrazador.- Una regla de metal rígido con bordes rectos de cualquier longitud conveniente, pero por lo menos deberá tener 254 mm (10 pulg). El borde de rasgado deberá ser recto con una tolerancia de ± 0.13 mm (± 0.005 pulg) y deberá ser biselado si es más grueso de 3 mm (1/8 pulg).

3.7 Mallas.- 3 pulg (75 mm), 3/4 pulg (19 mm) y N° 4 (4.75 mm) conforme a los

requerimientos de la Especificación E11.

3.8 Herramientas de Mezclado.- Diversas herramientas, tales como platillo mezclador, cuchara, espátula, paleta, etc. o un aparato adecuado para realizar el mezclado integral de una muestra de suelo con incrementos de agua.

4.0 PROCEDIMIENTO

4.1 Preparación de la muestra.- Se selecciona una porción representativa de una cantidad adecuada que pueda dar, después de pasarla por las mallas, una cantidad de material de acuerdo al método a emplear: Método A - 11 kg (25 lb); Métodos B, C y D - 23 kg (50 lb). Prepare las muestras de acuerdo con 4.1.1 a 4.1.3 ó 4.1.4.

4.1.1 Procedimiento de Preparación Seca.- Si la muestra está demasiado húmeda para que sea trabajable, se reduce el contenido de humedad secando el material hasta que sea trabajable. Ver 4.1.2. El secado puede hacerse dejando la muestra a la intemperie o con el uso de aparatos de secado, tal que la temperatura de la muestra no exceda los 60°C (140°F). Después del secado (si se requiere) desmenuzar los agregados de tal manera que se evite el reducir el tamaño natural de las partículas. Pasar el material a través de la malla especificada como sigue: Métodos A y B - N° 4 (4.75 mm); Métodos C y D - 19 mm (3/4 pulg). Corregir por sobredimensionamiento del material, de acuerdo con la sección 5, si el método D es especificado.

4.1.2 Cuando sea posible, los suelos clasificados como: ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT por el Método de Ensayo D2487, deberán ser preparados de acuerdo con 4.1.4.

4.1.3 Preparar una serie de por lo menos cuatro muestras adicionando agua a cada muestra, de tal forma que el contenido de humedad de cada muestra varíe aproximadamente en 1½%. Los contenidos de humedad seleccionados deberán incluir el óptimo contenido de humedad, para proporcionar especímenes que cuando sean compactados, vayan incrementando en masa hasta llegar a la máxima densidad, y de allí empiezan a decrecer (Ver 7.2 y 7.3). Mezclar completamente cada muestra para asegurar la buena distribución de la humedad, luego colocar en un depósito separado cubierto y dejar reposar a la muestra antes de la compactación, de acuerdo con la Tabla 2. Para seleccionar el tiempo de reposo, no se requiere utilizar los procedimientos de clasificación descritos en el Método de Ensayo D2487 (excepto en el caso de ensayos verificatorios), si previamente existe información acerca de la clasificación de la muestra.

4.1.4 Método de Preparación Húmeda.- El siguiente procedimiento alternativo es recomendado para suelos clasificados como: ML. CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT por el Método de Ensayo D2487. Sin secar previamente la muestra, pasarla a través de las mallas de 3/4" (19.0 mm) y de la N° 4 (4.75 mm). Corregir por sobredimensionamiento del material de acuerdo con la sección 5, si el Método D es especificado. Preparar una serie de por lo menos cuatro especímenes que tengan contenidos de humedad que varíen en aproximadamente 1½%. Los contenidos de humedad seleccionados deberán incluir al óptimo contenido de humedad, proporcionando así especímenes que cuando son compactados, irán incrementando en masa hasta llegar a la

máxima densidad y de ahí la densidad irá decreciendo (ver 7.2 y 7.3). Para obtener el contenido de humedad apropiado de cada espécimen se debe adicionar una predeterminada cantidad de agua (ver 4.1.3) o disminuir una predeterminada cantidad de humedad por secado, si es necesario. El secado puede ser por aire o usando un aparato de secado tal que la temperatura del espécimen no exceda los 60°C (140°F). Los especímenes preparados deberán luego ser completamente mezclados y reposados, según se especifica en 4.1.3 y en la Tabla 2, antes de la compactación.

NOTA 3.- Con la práctica, es posible juzgar visualmente el punto de humedad óptima con una buena aproximación, tal que al preparar los especímenes se puede incluir al óptimo contenido de humedad.

4.2 Compactación del Espécimen.- Seleccionar el molde de compactación apropiado, de acuerdo con el método a ser usado y colocar la extensión collar del molde. Compactar cada espécimen en cinco capas de aproximadamente la misma altura. Cada capa debe recibir 25 golpes en el caso del molde de 101.6 mm (4 pulg); cada capa debe recibir 56 golpes, en el caso del molde de 152.4 mm (6 pulg). La cantidad total del material usado deberá ser tal que la quinta capa compactada es ligeramente mayor que el borde superior del molde, sin exceder 6 mm (1/4 pulg). Durante la compactación, el molde debe estar apoyado sobre una base rígida, tal como la que proporciona un cilindro o un cubo de concreto que no pese menos de 91 kg (200 lb).

4.2.1 Cuando se opera con el martillo manual, se debe tener cuidado de evitar que el martillo rebote en la parte superior del tubo guía. El tubo guía deberá mantenerse derecho, pudiendo formar hasta 5 grados con la vertical. Los golpes deberán aplicarse a velocidad uniforme, no excediendo 1.4 seg por golpe y de tal manera que se pueda cubrir completamente la superficie del espécimen.

4.2.2 Tamaño del Molde: el tamaño del molde a ser usado debe ser como sigue: Método A 101.6 mm (4 pulg); Métodos B, C y D 152.4 mm (6 pulg).

4.2.3 Después de la compactación, se quita el collar de extensión, cuidadosamente se enrasa con la regla el espécimen compactado con la parte superior del molde, y se determina la masa del espécimen. Dividir la masa del espécimen y el molde menos la masa del molde entre el volumen del molde (ver 3.1.3). Registrar el resultado como la densidad húmeda, en kilogramos por metro cúbico (libras por pie cúbico) del espécimen compactado.

4.2.4 Remover el material del molde.- Determinar el contenido de humedad de acuerdo con el Método D2216, usando todo el espécimen compactado o un espécimen representativo de toda la muestra. Todo el espécimen debe ser usado cuando la permeabilidad del espécimen compactado es lo suficientemente alta de modo que el contenido de humedad no se distribuye de manera uniforme. Si se utiliza todo el espécimen, triturarlo completamente para facilitar el secado. Obtener el espécimen representativo cortando axialmente el espécimen compactado por el centro y remover de 100 a 500 gr de material de una de las caras.

4.2.5 Repetir 4.2 a 4.2.3 para cada espécimen preparado.

5.0 CORRECIONES POR SOBREDIMENSIONAMIENTO

5.1 Si el 30% o más de la muestra es retenida en la malla 3/4 pulg (19 mm), entonces ninguno de los métodos descritos bajo estos procedimientos deberá ser usado para la determinación de la máxima densidad y el óptimo contenido de humedad.

5.2 Método A y B: El material retenido en la malla N° 4 (4.75 mm) es descartado y no se hace ninguna corrección. Sin embargo, es recomendable que si la cantidad de material retenido es mayor o igual al 7%, se debe usar el Método C.

5.3 Método C: El material retenido en la malla 3/4 pulg (19.0 mm) es descartado y ninguna de las correcciones por sobredimensionamiento es realizada. Sin embargo, si la cantidad de material retenido es mayor o igual al 10% es recomendable usar el Método D.

5.4 Método D

5.4.1 Este método no debe ser usado a menos que la cantidad de material retenido en la malla 3/4 pulg (19 mm) sea mayor o igual al 10%. Cuando la cantidad de material retenido en la malla 3/4 pulg es menor que 10%, usar el Método C.

5.4.2 Pasar el material retenido en la malla de 3/4 pulg (19 mm) a través de la malla de 3 pulg (75 mm). Descartar el material retenido en la malla de 3 pulg. El material que pasa la malla de 3 pulg y es retenido en la malla de 3/4 pulg, debe ser reemplazado por una cantidad igual de material que pase por la malla de 3/4 pulg y se retenga en la malla N° 4 (4.75 mm). El material de reemplazo debe ser tomado de una porción no usada de la muestra.

6.0 CALCULOS

6.1 Calcular el contenido de humedad y la densidad seca para cada espécimen compactado como sigue:

$$w = [(A - B) / (B - C)] \times 100$$

$$\gamma_d = [\gamma_m / (w + 100)] \times 100$$

donde:

w = contenido de humedad en porcentaje del espécimen compactado.
A = masa del recipiente y el espécimen húmedo.
B = masa del recipiente y del espécimen secado al horno.
C = masa del recipiente.
γ_d = densidad seca, en kilogramos por metro cúbico (lb por pie cúbico), del espécimen compactado, y
γ_m = densidad húmeda en kilogramos por metro cúbico (lb por pie cúbico), del espécimen compactado.

7.0 RELACION DENSIDAD-HUMEDAD

7.1 Con los valores obtenidos en 6.1, se gráfica los valores de la densidad seca como ordenadas y los valores del contenido de humedad como abscisas. Dibujar una curva suave uniendo los puntos graficados. También dibujar una curva denominada "curva de saturación completa" o "curva sin vacíos de aire". Esta curva representa la relación entre la densidad seca y los correspondientes contenidos de humedad cuando los vacíos son llenados completamente con el agua. Los valores de la densidad seca y de sus correspondientes contenidos de humedad para el gráfico de la curva de saturación completa, deberán ser obtenidos usando la siguiente ecuación:

$$w_{sat} = [(1000/\gamma_d) - (1/Gs)] \times 100$$

donde:

w_{sat} = contenido de humedad en porcentaje para la saturación completa.
γ_d = densidad seca en kilogramos por metro cúbico (libras por pie cúbico).
G_s = gravedad específica del material a ser ensayado (ver nota 4).
1000 = densidad del agua en kilogramos por metro cúbico (62.4 para lb/pie_3).

NOTA 4.- La gravedad específica del material puede ser asumida o seleccionada basándose en el valor promedio de: a) la gravedad específica del material que pasa la malla N° 4 (4.75 mm) de acuerdo con el Método de Ensayo D854; y b) la gravedad específica aparente del material retenido en la malla N° 4 de acuerdo con el Método de Ensayo C127.

7.2 Optimo contenido de humedad, w_o.- El contenido de humedad que corresponde al pico de la curva dibujada según 7.1, debe ser conocido como el "óptimo contenido de humedad".

7.3 Densidad máxima, γ_{max}.- La densidad seca en kilogramos por metro cúbico (libra por pie cúbico) de la muestra con un óptimo contenido de humedad debe ser conocida como la "Densidad Máxima".

8.0 REPORTE

8.1 El reporte deberá incluir lo siguiente:

Tabla 1 : Volumen de Agua por Gramo de acuerdo a la Temperatura *

Temperatura °C	Volumen de agua (ml/g)
12	1.00048
14	1.00073
16	1.00103
18	1.00138
20	1.00177
22	1.00221
24	1.00320
26	1.00268
28	1.00375
30	1.00435
32	1.00497

8.1.1 Método usado (método A, B, C ó D).

8.1.2 Optimo contenido de humedad.

8.1.3 Densidad máxima.

8.1.4 Descripción del martillo (sea manual o mecánico).

8.1.5 Descripción de las características del material usado en el ensayo, basado en la Práctica D2488 (el Método de Ensayo D2487 puede ser usado como alternativa).

8.1.6 El origen del material usado.

8.1.7 Procedimiento de preparación usado (húmedo o seco).

9.0 PRECISION

9.1 El criterio para juzgar la aceptabilidad de los resultados del ensayo de la densidad máxima y del óptimo contenido de humedad están dados en la Tabla 3. La desviación estándar, S, es calculada de la ecuación:

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{1}^{n} (x - \bar{x})^2$$

* *Handbook of Chemistry and Physics. Chemical Rubber Publishing Co., Cleveland,Ohio.*

donde:

n = número de determinaciones
x = valor individual de cada determinación
x = promedio de las determinaciones

9.2 El criterio para asignar valores de desviación estándar para la precisión de un operador no está disponible en esta norma.

Tabla 2 - Método de Preparación Seca.

Clasificación D2487	Tiempo de Reposo Tiempo Mínimo de Reposo h
GW, GP, SW, SP	no requiere
GM, SM	3
ML, CL, OL, GC, SC	18
MH, CH, OH, PT	36

Tabla 3 : Precisión

	Desviación Standard, S	Rango aceptable de dos resultados, expresados como un porcentaje del valor principal [**]
. Precisión de un operador individual.		
. Densidad Máxima	...	1.9
. Optimo contenido de humedad.	...	9.5
. Precisión Múltiples Laboratorios.		
. Densidad Máxima	± 1.66	4.0
. Optimo contenido de humedad.	± 0.86	15.0

Tabla 4 : Equivalencias Métricas para las Figuras 1 y 2.

mm	pulg
0.41	0.016
0.66	0.026
0.80	1/32
1.6	1/16
3.2	1/8
6.4	1/4
8.7	11/32
9.5	3/8
12.7	1/2
15.9	5/8
50.8	2
63.5	2 1/2
101.6	4
108.0	4 1/4
114.3	4 1/2
116.43	4.584
152.4	6
165.1	6 1/2
203.2	8
cm^3	pie^3
944	1/30
11	0.004
2124	1/13.333
25	0.0009

[**] *Esta columna indica un rango límite de valores, los cuales no deben ser excedidos por cualquier diferencia entre dos resultados, expresados como un porcentaje del valor promedio. En ensayos de programas cooperativos ha sido determinado que el 95% de los ensayos no deben exceder el rango límite aceptable mostrado. Todos los valores mostrados en la tabla están basados en resultados promedios de ensayos para diferentes suelos y están sujetos a una futura revisión.*

ASTM Designación : D1586

Método Estándar de Ensayo de
PENETRACION Y MUESTREO DE SUELOS CON CAÑA PARTIDA

1.0 ALCANCE

1.1 Este método describe el procedimiento, generalmente conocido como Ensayo de Penetración Estándar (SPT), de hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

1.2 Esta norma puede involucrar materiales, operaciones y equipos peligrosos. Esta norma no pretende cubrir todos los problemas de seguridad asociados a su uso. Es la responsabilidad de quien use esta norma, el consultar y establecer prácticas apropiadas de seguridad y determinar la aplicabilidad de normas regulatorias en vigencia. Para una declaración específica de precaución, vea 5.4.1.

1.3 Los valores indicados en unidades pulgada-libra son considerados los estándar.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM

D2487 Método de Ensayo para la Clasificación de Suelos con Propósitos Ingenieriles.

D2488 Práctica para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual-Manual).

D4220 Prácticas para Preservar y Transportar Muestras de Suelo.

3.0 DESCRIPCION DE TERMINOS ESPECIFICOS DE ESA NORMA

3.1 Yunque.- la porción del ensamblaje de caída de peso que el martillo golpea y a través del cual la energía del martillo pasa a las barras de perforación.

3.2 Malacate.- el tambor que rota o torno en el sistema de aplicación de carga alrededor del cual el operador enrolla una soga para levantar y dejar caer el martillo por el sucesivo ajustar y aflojar las vueltas de la soga alrededor del tambor.

3.3 Varillas de perforación.- las varillas utilizadas para transmitir la fuerza hacia abajo y torque a la broca durante la perforación de un sondaje.

3.4 Ensamblaje de caída de peso.- un equipo consistente de martillo, barra, guía, yunque y cualquier sistema de caída de martillo.

3.5 Martillo.- la porción del ensamblaje de caída de peso que consiste de un peso de 140 ± 2 lb (63.5±/Kg) que sucesivamente y se deja caer para proporcionar la energía que efectúa el muestreado y la penetración.

3.6 Sistema de caída de martillo.- la porción del ensamblaje de caída de peso mediante el cual el operador efectúa la subida y caída del martillo para producir el golpe.

3.7 Barra guía.- la parte del ensamblaje de caída de peso utilizada para guiar la caída del martillo.

3.8 Valor N.- el número de golpes representativo de la resistencia a la penetración del suelo. El valor de N, representado en golpes/pie es igual a la suma del número de golpes requerido para hincar el muestreador en el intervalo de profundidad de 6 a 18 pulgadas (150 a 450 mm) (ver 7.3).

3.9 ΔN.- el número de golpes obtenido en cada intervalo de 6 pulg. (150 mm) de la penetración del muestreador (ver 7.3).

3.10 Número de vueltas de soga.- el ángulo de contacto total entre la soga y el malacate, al principio del aflojamiento del operador para dejar caer el martillo, dividido por 360° (ver Fig. 1).

3.11 Varillas de muestreo.- las varillas que conectan el ensamblaje de caída de peso al muestreador. Generalmente se utilizan varillas de perforación para este propósito.

3.12 SPT.- abreviación del Ensayo de Penetración Estándar, un término que los ingenieros utilizan frecuentemente para este método.

4.0 SIGNIFICADO Y USO

4.1 Este método proporciona una muestra de suelo para propósito de identificación y para ensayos de laboratorio apropiados al suelo obtenido de un muestreador que puede producir perturbación por una gran deformación cortante en la muestra.

4.2 Este método es utilizado extensamente en una gran variedad de proyectos geotécnicos de exploración. Existen disponibles muchas correlaciones locales y correlaciones extensamente publicadas que relacionan el valor de N con el comportamiento ingenieril de estructuras de tierra y cimentaciones.

5.0 APARATOS

5.1 **Equipo de Perforación**.- Cualquier equipo de perforación será aceptable, que proporcione al tiempo del muestreo una cavidad razonablemente limpia antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo de penetración se realiza en suelo inalterado. Las piezas de equipo siguientes han demostrado ser apropiadas para el avance de una perforación en algunas condiciones de subsuelo.

5.1.1 **Brocas de arrastre, de corte o de cola de pez**, menores de 6.5 pulg (162 mm) y mayores de 2.2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación en cavidad abierta o por avance de entubado. Para evitar la perturbación en el suelo inferior no se permiten brocas con descarga de fondo. Solo se permiten brocas con descarga lateral.

5.1.2 **Brocas de cono-rodillo**, menores de 6.5 pulg (162 mm) y mayores de 2.2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación en cavidad abierta o por avance de entubado, si la descarga del fluido de excavación es desviada.

5.1.3 **Barrenos continuos con eje hueco**, con o sin ensamblaje de broca central, pueden usarse para perforar. El diámetro interior de los barrenos con eje hueco deberán ser menores de 6.5 pulg (162 mm) y mayores de 2.2 pulg (56 mm).

5.1.4 **Barrenos continuos sólidos, de tipo balde y manuales**, menores de 6.5 pulg (162 mm) y mayores de 2.2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse si el suelo en las paredes laterales del sondaje no colapsa sobre el muestreador o las varillas durante el muestreo.

5.2 **Varillas de Muestreo**. Deberán usarse varillas de perforación de acero de unión rápida para conectar el muestreador de caña partida con el ensamblaje de caída de peso. La varilla de muestreo deberá tener una rigidez (momento de inercia) igual o mayor a aquella de una varilla "A" de paredes paralelas (una varilla de acero con un diámetro exterior de 1 5/8 pulg (41.2 mm) y un diámetro interior de 1 1/8 pulg (285 mm).

Nota 1.- Investigación reciente y ensayos comparativos indican que el tipo de varilla utilizada, con rigideces de varillas tamaño "A" a tamaño "N", tendrán un efecto despreciable en los valores de N hasta profundidades de por lo menos 100 pies (30 metros).

5.3 **Muestreador de Caña Partida**. El muestreador deberá ser construido con las dimensiones indicadas en la Fig 2. La zapata deberá ser de acero endurecido y deberá ser reemplazada o reparada cuando esté abollada o deformada. El uso de revestimientos para producir un diámetro constante interior de 1 3/8 pulg (35 mm) se permite,pero deberá anotarse si éstos se emplean en el registro de perforación. El empleo de canastillas de retención de muestras se permite, debiéndose indicar su empleo en el registro de perforación.

Nota 2.- La teoría y los datos disponibles sugieren que el valor de N puede aumentar en 10 a 30% cuando se emplean revestimientos.

5.4 Ensamblaje de Caída-Peso

5.4.1 **Martillo y Yunque**.- El martillo deberá pesar 140 2 lb (63.5 ± 1 Kg) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque y realizar un contacto acero-acero cuando se deja caer. Una guía que permita una caída libre deberá utilizarse. Los martillos que se usan con el método de malacate y soga, deberán tener una capacidad de sobreelevación libre de por lo menos 4 pulg (100 mm). Por razones de seguridad se recomienda el empleo de un equipo con yunque interno.

Nota 3.- Se sugiere que la guía del martillo tenga una marca permanente para permitir que el operador o inspector pueda verificar la altura de caída del martillo.

5.4.2 **Sistema de Caída del Martillo**.- Pueden utilizarse sistemas de malacate-soga, semi-automático o automático, siempre y cuando el aparato de levante no cause penetración del muestreador cuando se engancha y levanta el martillo.

5.5 **Equipo Accesorio**. Deberán proporcionarse etiquetas, contenedores, hojas de datos y equipos para medir el nivel de agua, de acuerdo con los requisitos del proyecto y otras normas ASTM.

6.0 PROCEDIMIENTO DE PERFORACION

6.1 El sondaje deberá ser avanzado por incrementos, para permitir muestreado continuo o intermitente. Los intervalos y las localizaciones de ensayo son especificados por el ingeniero o geólogo. Típicamente los intervalos seleccionados son de 5 pies (1.5 m) o menos en estratos homogéneos con ensayos y muestreos a cada cambio de estrato.

6.2 Será aceptable cualquier procedimiento de perforación que proporcione una cavidad razonablemente limpia y estable antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo se realiza en suelo esencialmente inalterado. Cada uno de los procedimientos siguientes ha sido probado como aceptable para algunas condiciones del subsuelo anticipadas al seleccionar el método de perforación a emplearse.

6.2.1 Método de perforación por rotación.

6.2.2 Método de barreno continuo con eje hueco.

6.2.3 Método de lavado.

6.2.4 Método de barreno continuo con eje sólido.

6.3 Varios métodos de perforación producen sondajes inaceptables. El proceso de chorro a través de un muestreador de tubo abierto y luego el muestreo cuando se alcanza la profundidad deseada, no deberá ser permitido. El método de barreno continuo con eje sólido no deberá ser usado para avanzar el sondaje debajo del nivel freático o debajo de la cama superior confinante de un estrato no cohesivo confinado que está bajo presión artesiana. El entubado no debe ser avanzado por debajo del punto de muestreo antes de realizar el muestreo. No se permite avanzar la perforación con brocas de descarga de fondo. No se permite avanzar la perforación para la subsecuente inserción del muestreador solamente por medio de muestreo previo con el muestreador SPT.

6.4 El nivel del fluido de perforación dentro del sondaje o barrenos de eje hueco, deberá ser mantenido al nivel o por encima del nivel freático del terreno en todo momento durante la perforación, remoción de varillas de perforación y muestreo.

7.0 PROCEDIMIENTO DE MUESTREO Y ENSAYO

7.1 Después que el sondaje se ha avanzado hasta la elevación del muestreo deseada y se ha removido los sobrantes de la excavación, prepare el ensayo con la secuencia de operaciones siguiente.

7.1.1 Asegure el muestreador de una caña partida a las varillas de muestreo y bájenlas en el sondaje. No permita que el muestreador caiga en el suelo a ser ensayado.

7.1.2 Coloque el martillo por encima y conecte el yunque a la parte superior de las varillas de muestreo. Esto puede ser hecho antes que las varillas de muestreo y el muestreador se bajen a la perfección.

7.1.3 Descanse el peso muerto del muestreador, varillas, yunque y peso de hinca, en el fondo de la perforación y aplique un golpe de asiento. Si se encuentran muchos sobrantes en el fondo de la perforación, remueva el muestreador y las varillas de la perforación y saque los sobrantes de la perforación.

7.1.4 Marque las varillas de perforación en tres incrementos sucesivos de 6 pulg (0.15 m), de modo que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo pueda ser observado fácilmente en cada incremento de 6 pulg (0.15 m).

7.2 Hinque el muestreador con golpes del martillo de 140 lbs (63.5 Kgs.) y cuente el número de golpes aplicado a cada incremento de 6 pulg (0.15 m), hasta que uno de lo siguiente ocurra:

7.2.1 Un total de 50 golpes ha sido aplicado durante cualquiera de los tres incrementos de 6 pulg (0.15 m) descritos en 7.1.4.

7.2.2 Un total de 100 golpes se han aplicado.

7.2.3 No se observa ningún avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

7.2.4 El muestreador se avanza las 18 pulgadas (0.45 m) completas sin que ocurra el número de golpes límite que se describe en 7.2.1, 7.2.2 y 7.2.3.

7.3 Registre el número de golpes requerido para alcanzar cada 6 pulg (0.15 m) de penetración o fracción. Las primeras 6 pulg se consideran las de acomodamiento. La suma del número de golpes del segundo y tercer incremento de 6 pulg de penetración se denomina "resistencia a la penetración estándar" o "valor de N". Si el muestreador se hinca menos de 18 pulg (0.45), como lo permite 7.2.1, 7.2.2 ó 7.2.3, deberá anotarse en el registro de sondaje el número de golpes de cada incremento completo de 6 pulg (0.15 m) y cada incremento parcial. Para los incrementos parciales, deberá reportarse la profundidad de penetración con aproximación a 1 pulg (25 mm), además del número de golpes. Si el muestreador avanza por debajo del fondo de la perforación por acción del peso propio de las varillas y varillas más martillo, deberá ser anotada dicha información

en el registro de perforación.

7.4 La salida y bajada del martillo de 140 lbs. (63.5 Kgs) deberá ejecutarse mediante uno de los métodos siguientes:

7.4.1 Por el uso de un sistema de caída de martillo automático o semi-automático, que levanta el martillo de 140 lbs (63.5 Kgs) y lo deja caer 30 ± 10 pulg. (0.76 m ± 25 mm) sin impedimento.

7.4.2 Por el uso de un malacate para jalar una soga conectada al martillo. Cuando se use el método de malacate y soga, el sistema y operación deberá cumplir con lo siguiente.

7.4.2.1 El malacate deberá estar libre de oxidación, aceite y grasa y deberá tener un diámetro en el rango de 6 a 10 pulg (150 a 250 mm).

7.4.2.2 El malacate deberá ser operado a una velocidad de rotación mínima de 100 RPM, o la velocidad de rotación aproximada se reportará en el registro de perforación.

7.4.2.3 No más de 2 1/4 vueltas de soga en el malacate pueden emplearse durante la realización del ensayo de penetración, como se muestra en la Fig. 1.

Nota 4.- El operador deberá usar ya sea 1 3/4 ó 2 1/4 vueltas de soga, dependiendo que la soga salga de la parte superior (1 3/4) o inferior (2 1/4) del malacate. Se reconoce y acepta que 2 3/4 o más vueltas de soga dificultan la caída del martillo, por lo que no deberán utilizarse en el ensayo. La soga deberá mantenerse en una condición seca, limpia y sin desgaste.

7.4.2.4 Para cada golpe del martillo, debe emplearse una salida y bajada por el operador. La operación de jalar y soltar la soga debe ser realizada con ritmo y sin mantener la soga en la parte superior del golpe.

7.5 Lleve el muestreador a la superficie y ábralo. Registre el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada. Describa las muestras de suelo recuperadas, tal como su composición, color, estratificación y condición,luego coloque una o más partes representativas de la muestra en recipientes sellados e impermeables, sin dañar o distorsionar cualquier estratificación aparente. Selle cada recipiente para prevenir la evaporación de la humedad del suelo. Fije etiquetas a los recipientes indicando la obra, número de sondaje, profundidad de la muestra y el número de golpes por cada incremento de 6 pulg (0.15 m). Proteja las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si existe un cambio de suelo dentro del muestreador, prepare un recipiente para cada estrato y anote su localización en el muestreador.

8.0 REPORTE

8.1 La información de la perforación deberá ser registrada en el campo y deberá incluir lo siguiente:

8.1.1 Nombre y localización de la obra.

8.1.2 Nombre del personal.

8.1.3 Tipo y marca de la máquina de perforación.

8.1.4 Condiciones ambientales.

8.1.5 Fecha y hora de comienzo y fin de la perforación.

8.1.6 Número de sondaje y ubicación (estación y coordenadas, si están disponibles y son aplicables).

8.1.7 Elevación de la superficie, si está disponible.

8.1.8 Método de avance y limpieza de la perforación.

8.1.9 Método de mantenimiento de la perforación.

8.1.10 Profundidad de la superficie de agua y profundidad de perforación al momento de notar pérdida del fluido de perforación y fecha y hora cuando se hizo la lectura o notación.

8.1.11 Localización de cambios de estratos.

8.1.12 Tamaño de entubado, profundidades de la porción entubada de la perforación.

8.1.13 Equipo y método de hincado del muestreador.

8.1.14 Tipo de muestreador y longitud y pérdida interior del barril (anotar el cero de revestimientos).

8.1.15 Tamaño, tipo y longitud de sección de las varillas de muestreo y

8.1.16 Observaciones

8.2 Los datos obtenidos de cada muestra deberán ser registrados en el campo y deberán incluir lo siguiente:

8.2.1 Profundidad de la muestra, y se utiliza, el número de la muestra.

8.2.2 Descripción del suelo.

8.2.3 Cambios de estratos dentro de la muestra.

8.2.4 Penetración del muestreador y longitudes de recuperación, y

8.2.5 Número de golpes por 6 pulg (0.15 m) o incremento parcial.

9.0 PRECISION Y LONGITUD

9.1 Se han observado variaciones a los valores de N de 100% o más cuando se emplean diferentes aparatos de penetración estándar y perforistas en sondajes adyacentes en la misma formación de suelo. La opinión actual, basada en experiencia de campo, indica que cuando se usa el mismo equipo y perforista, los valores de N en el mismo suelo pueden reproducirse con un coeficiente de variación de aproximadamente 10%.

9.2 El uso de equipo defectuoso, tal como un yunque extremadamente masivo o dañado, un malacate oxidado, un malacate de baja velocidad, una soga vieja y aceitosa, poleas masivas o pobremente lubricadas, pueden contribuir significativamente a diferencias en los valores de N obtenidos entre sistemas operador-equipo de perforación.

9.3 La variabilidad en los valores de N producidos por diferentes equipos de perforación y operadores puede reducirse al medir la parte de la energía del martillo entregada a las varillas de perforación por el martillo y ajustando el valor de N en base a energía, comparables. Un método de medición de energía y ajuste en el valor de N se está desarrollando actualmente.

ASTM Designación : D2166-66

Métodos de Ensayo Estándar para la
RESISTENCIA A LA COMPRESION NO-CONFINADA DE SUELO COHESIVO

1.0 ALCANCE

1.1 Estos métodos de ensayo cubren la determinación de la resistencia a la compresión no-confinada de suelo cohesivo en las condiciones inalterada y remoldeada, empleado la aplicación de la carga ya sea por deformación controlada o por esfuerzo controlado. El propósito principal del ensayo de compresión no-confinada es obtener de manera rápida valores cuantitativos aproximados de la resistencia a la compresión para permitir su ensayo sin confinamiento.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM

D-1587 Método para el Muestreo de Suelos mediante tubos de Pared Delgada.

3.0 DEFINICION

3.1 Resistencia a la compresión no-confinada. La carga por unidad aérea a la cual un espécimen prismático o cilíndrico de suelo fallará en un ensayo de compresión simple. En estos métodos de ensayo se toma la resistencia a la compresión no-confinada como la carga máxima alcanzada por unidad de área, o la carga por unidad de área al 20% de deformación axial, la que se obtenga primero durante un ensayo.

4.0 APARATOS

4.1 **Dispositivo de Carga Axial**.- El dispositivo puede ser una plataforma de balanza equipada con un yugo con gato activador de carga, un aparato de carga muerta, un dispositivo de carga hidráulico, o cualquier otro equipo de compresión con suficiente capacidad y control para proporcionar la velocidad de carga indicada en las secciones 6 y 7. Para un suelo con una resistencia a la compresión no-confinada menos de 1.0 ton/pie² (100 Kpa), el equipo deberá ser capaz de medir la carga con una precisión de 0.01 ton/pie² (1 Kpa). Para un suelo con una resistencia a la compresión de 1.0 ton/pie² o mayor, el equipo deberá ser capaz de medir la carga con aproximación de 0.05 ton/pie² (5Kpa).

4.2 **Extractor de Muestra**.- Deberá ser capaz de extraer el testigo de suelo del tubo muestreador en la misma dirección del recorrido de la muestra en el tubo y con

perturbación mínima a la muestra. Las condiciones al tiempo de la remoción de la muestra pueden dictaminar la dirección de la remoción, pero el objetivo principal es mantener al mínimo el grado de perturbación.

4.3 **Indicador de Deformación**.- El indicador de deformación deberá ser un dial indicador graduado a 0.001 pulg. (0.03 mm), teniendo un rango de movimiento de al menos el 20% de la longitud del espécimen, u otro dispositivo de medición que cumpla con estos requerimientos.

4.4 **Calibrador Vernier**.- Adecuado para medir las dimensiones físicas del espécimen con una aproximación de 0.01 pulg (0.25 mm).

4.5 **Cronómetro**.- Se deberá emplear un cronómetro con aproximación al segundo, que indique el tiempo transcurrido desde el inicio del ensayo, para establecer la velocidad de aplicación del esfuerzo o la deformación indicados en las Secciones 6 y 7.

4.6 **Horno**.- Un horno controlado termostaticamente capaz de mantener una temperatura de 230±9°F (110±5°C), para el cálculo del contenido de humedad de las muestras.

4.7 **Balanzas**.- Las balanzas deberán ser apropiadas para el pesado de los especímenes de suelo. Los especímenes de menos de 100 grs. deberán ser pesados con aproximación a 0.01 gr. mientras que los especímenes mayores de 100 grs. deberán ser pesados con aproximación a 0.1 gr.

4.8 **Aparatos Diversos**.- Herramientas para el tallado de los especímenes, aparato para el remoldeo, latitas para el contenido de humedad y hojas de cálculo, como sean requeridos.

5.0 PREPARACION DE ESPECIMENES EN ENSAYO

5.1 **Tamaño del Espécimen**.- Los especímenes deberán tener un diámetro mínimo de 1.3 pulg (33 mm). La partícula de mayor tamaño contenida en el espécimen deberá ser menor que un décimo del diámetro del espécimen. Para especímenes con diámetro mayor de 2.8 pulg. (71.1 mm), la partícula de mayor tamaño deberá ser menor que un sexto del diámetro del espécimen. Si después de terminar un ensayo de un espécimen inalterado se encuentra partículas de mayor tamaño que el permitido, indique lo anterior en los resultados. La relación altura-diámetro deberá estar entre 2 y 3. Mida la altura y el diámetro del espécimen con una aproximación de 0.01 pulg (0.25 mm), mediante el calibrador vernier u otro equipo apropiado.

5.2 **Especímenes Inalterados**.- Prepare los especímenes inalterados de muestras inalteradas grandes o de muestras obtenidas según el Método D-1587. Los especímenes obtenidos con tubos muestreadores pueden ensayarse sin tallado, excepto para fines de conformación de los extremos si las condiciones de la muestra justifican este procedimiento. Maneje cuidadosamente los especímenes para prevenir alteraciones en la sección transversal y pérdidas en el contenido de humedad. Si la compresión o cualquier otro tipo de perturbación notable sería causada por el equipo de extracción, parta el tubo muestreador longitudinalmente o córtelo en secciones pequeñas para facilitar la remoción del espécimen sin perturbación. Prepare los

especímenes tallados, cuando sea posible, en un cuarto con humedad controlada. Realice el mayor esfuerzo para prevenir cualquier cambio en el contenido de húmeda del suelo. Los especímenes deberán ser de una sección transversal uniforme, circular o cuadrada, con sus extremos perpendiculares el eje longitudinal del espécimen. Donde pequeñas piedras o desmoronamientos resulten en irregularidad excesiva en los extremos, cubra el espécimen con un espesor mínimo de yeso, hidrostone o material similar. Donde las condiciones lo permitan, puede utilizarse un torno vertical que acomode toda la muestra, como una ayuda para tallar el espécimen al diámetro requerido. Cuando es importante prevenir el desarrollo de fuerzas de capilaridad, selle el espécimen con una membrana de plástico, chaquetas plásticas delgadas o con una cobertura de grasa o plástico rociado, inmediatamente después de la preparación y durante el ensayo. Determine el peso del espécimen de ensayo. Si todo el espécimen no será usado en el contenido de humedad, obtenga una muestra representativa de los sobrantes para este propósito, y colóquela inmediatamente en un recipiente cubierto.

5.3 **Especímenes Remoldeados**.- Los especímenes pueden ser preparados de una muestra inalterada fallada o de una muestra alterada. En el caso de las muestras inalteradas falladas, cubra el material con una membrana delgada de caucho y trabaje el material íntegramente con los dedos para asegurar un remoldeo completo. Tenga mucho cuidado de evitar incorporar aire en el espécimen, de obtener una densidad uniforme, de remoldear a la misma relación de vacíos del espécimen inalterado y de preservar el contenido de humedad natural del suelo. Compacte el material alterado en un molde de sección circular, que tenga las dimensiones que cumplan lo establecido en 5.1. Los especímenes compactados pueden ser preparados a cualquier densidad y contenido de humedad predeterminados, y si se requiere pueden ser saturados antes de ensayarse. En el informe debe reportarse si se saturó el espécimen. Después que se ha formado el espécimen, enrase los extremos perpendiculares al eje longitudinal, remuévalo del molde y determine su peso.

6.0 PROCEDIMIENTO UTILIZANDO DEFORMACION CONTROLADA

6.1 Coloque el espécimen en el dispositivo de carga, de modo que esté centrado en la base. Ajuste el dispositivo de carga cuidadosamente de modo que la tapa superior contacte ligeramente con el espécimen. El indicador de deformación debe estar en cero. Aplique la carga para producir una deformación axial a una velocidad de 0.5 a 2%/minuto y registre los valores de carga y deformación cada 30 segundos. Regule la velocidad de deformación de modo que el tiempo aproximado para la falla de especímenes no sellados nunca exceda 10 minutos (Nota 1). Continúe la carga hasta que los valores de carga disminuyan el aumento de la deformación, o hasta que se alcance el 20% de la deformación. La velocidad de deformación empleada para ensayar especímenes sellados puede reducirse si se estima que es deseable para obtener mejores resultados, debiendo indicarse esto en el informe, como se requiere en 9.1.7. Determine el contenido de humedad del espécimen de ensayo total, a menos que se haya obtenido sobrantes representativos del espécimen para este propósito, como en el caso de los especímenes inalterados.

NOTA 1.- Esto significa que materiales más blandos, que presentan mayores deformaciones en la falla, deben ensayarse a mayor velocidad. De modo inverso, materiales rígidos o frágiles que presentan deformaciones pequeñas en la falla, deben ensayarse a una velocidad menor.

6.2 Prepare un dibujo del espécimen de ensayo en la falla, mostrando el ángulo de inclinación de la superficie de falla, si es posible de ser medido.

7.0 PROCEDIMIENTO UTILIZANDO ESFUERZO CONTROLADO

7.1 Antes del ensayo, estime la carga de falla del espécimen (Nota 2). Coloque el espécimen en el dispositivo de carga, de modo que está centrado en la base. Ajuste el dispositivo de carga cuidadosamente de modo que la tapa superior contacte ligeramente con el espécimen. El indicador de deformación debe estar en cero. Coloque una carga inicial en el espécimen igual a un décimo a un quinceavo de la carga de falla estimada. Después que ha transcurrido 1/2 minuto, lea la deformación y coloque otra carga en el espécimen, igual a la primera. Repita este proceso hasta la falla o hasta el 20% de deformación. Permita 1/2 minuto entre cada incremento de carga. Lea y registre la deformación antes de cada incremento de carga. Si llega a ser obvio durante el ensayo que más de 15 y menor de 10 incrementos de carga se requerirán para fallar el espécimen ajuste las cargas incrementales de acuerdo a lo anterior. Determine el contenido de humedad del espécimen de ensayo empleando todo el espécimen, a menos que se hayan obtenido sobrantes representativos para este propósito, como en el caso de los especímenes inalterados.

NOTA 2.- Esta estimación puede ser hecha en base a experiencia con un material similar, o cuando esto falta, puede utilizarse algún tipo de equipo de penetración en las partes no usadas del espécimen.

7.2 Prepare un dibujo del espécimen de ensayo en la falla, mostrando el ángulo de inclinación de la superficie de falla, si es posible de ser medido.

8.0 CALCULOS

8.1 Calcule la deformación axial, ε, para una carga aplicada dada, como sigue:

$$\varepsilon = L/Lo$$

donde:

L = Cambio en la longitud del espécimen, como se lee en el indicador de deformación
Lo = Longitud inicial del espécimen de prueba.

8.2 Calcule el área promedio de la sección transversal, A, para una carga aplicada dada, como sigue:

$$A = A_o/(1-\varepsilon)$$

donde:

Ao = Area inicial promedio de la sección transversal del espécimen, y
ε = deformación axial para la carga dada.

El área A puede alternativamente ser calculada de las dimensiones obtenidas por medición directa, cuando las superficies del espécimen pueden ser medibles.

8.3 Calcule la carga por unidad de área σ_c, para una carga aplicada dada, como sigue:

$$\sigma_c = (P / A)$$

donde:

P = carga aplicada dada, y

A = área de la sección transversal promedio correspondiente.

8.4 Gráfico.- Prepare un gráfico mostrando la relación entre la carga unitaria y la deformación unitaria, graficando en la ordenada las cargas y en la abscisa las deformaciones. Seleccione el máximo valor de carga por unidad de área o la carga por unidad de área al 20% de deformación, la que ocurra primero, para reportarlo como la resistencia a la compresión no-confinada. Cuando se considere necesario para realizar una interpretación apropiada, incluya el gráfico esfuerzo-deformación como parte de los datos reportados en 9.1.8.

9.0 REPORTE

9.1 El reporte deberá incluir lo siguiente:

9.1.1 La resistencia a la compresión no confinada

9.1.2 Tipo y forma del espécimen
Inalterado
Compactado, o
Remoldeado,
Cilíndrico,o
Prismático

9.1.3 Relación altura-diámetro.

9.1.4 Descripción Visual: nombre, símbolo, etc.

9.1.5 Peso específico inicial, contenido de humedad y grado de saturación (si se saturó en el laboratorio indique el grado alcanzado).

9.1.6 Deformación promedio en la falla, %

9.1.7 Velocidad de deformación promedio en la falla, y

9.1.8 Observaciones, anote cualquier condición inusual u otro dato que sería necesario considerar para interpretar apropiadamente los resultados obtenidos.

ASTM Designación : D2435-80

Norma Estándar de Ensayo para
PROPIEDADES DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE SUELOS

1.0 ALCANCE

1.1 Este método comprende un procedimiento para determinar la velocidad y la magnitud de la consolidación del suelo cuando éste está confinado lateralmente y además está cargado y drenado axialmente.

1.2 Los valores indicados en unidades del sistema SI se consideran los estándar. Los valores indicados en unidades pulgada-libra son aproximados.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM

- Método para el Análisis Granulométrico de Suelos, ASTM D422.
- Método de Ensayo para determinar el Límite Líquido de los Suelos, ASTM D423.
- Método de Ensayo para determinar el Límite Plástico e Indice de Plasticidad de los Suelos, ASTM D424.
- Método de Ensayo para determinar la Gravedad Específica de los Suelos, ASTM D854.
- Método de Muestreo de Suelos con Tubos Sacamuestras de Pared Delgada, ASTM D1587.
- Método para la determinación en el Laboratorio del Contenido de Humedad del Suelo, Roca y Mezclas de Suelo-Agregado, ASTM D2216.
- Práctica para el Muestreo de Suelos con el Barril con Anillo, ASTM D3550.

3.0 RESUMEN DEL METODO

3.1 El método requiere que un elemento de suelo sea confinado lateralmente y cargado axialmente mediante incrementos, bajo la aplicación de un esfuerzo constante, hasta que todo el exceso de presiones de poro se haya disipado en cada incremento. Durante el proceso de compresión se toman medidas del decremento en la altura de la muestra, y estos datos son utilizados para calcular los parámetros que determinan la relación entre el esfuerzo efectivo, y la relación de vacíos o la deformación, y para calcular la velocidad a la cual la compresión puede ocurrir.

4.0 SIGNIFICADO Y USO

4.1 La compresibilidad de los suelos, tal como se determina en este ensayo, es una de las propiedades más útiles que pueden ser obtenidas de los ensayos de laboratorio. Los datos del ensayo de consolidación pueden ser utilizados para desarrollar un estimado de la velocidad y la cantidad de los asentamientos totales y diferenciales de una estructura o un terraplén. De esta manera, los valores calculados son frecuentemente de importancia clave, en primer lugar en la selección del tipo de cimentación y en segundo lugar en la evaluación de su competencia.

5.0 APARATOS

5.1 Equipo de Carga.- Un dispositivo apropiado para aplicar cargas verticales a la muestra. El dispositivo debe ser capaz de mantener cargas especificadas durante períodos largos de tiempo con una exactitud de ± 0.5% de la carga aplicada y debe permitir la aplicación de un incremento de carga dado en un período de 2 seg sin impacto significativo.

5.2 Consolidómetro.- Un dispositivo para mantener la muestra dentro de un anillo, ya sea fijo a la base o flotante (sostenido por fricción en la periferie de la muestra), con piedras porosas en cada cara de la muestra. El consolidómetro deberá también disponer de medios para sumergir la muestra, para aplicar una carga vertical, y para medir el cambio en la altura de la muestra. El anillo del consolidómetro deberá cumplir los siguientes requisitos:

5.2.1 Diámetro mínimo (anillo de la muestra).- El diámetro mínimo de la muestra deberá ser de 50 mm (2.00 pulg) y deberá ser al menos 5 mm (1/4 pulg) menor que el diámetro interior del tubo sacamuestra si las muestras son extraídas y preparadas.

5.2.2 Altura mínima de la muestra.- La altura mínima de la muestra deberá ser de 13 mm (0.5 pulg), pero no deberá ser menor que 10 veces el diámetro máximo de la partícula.

5.2.3 Relación mínima diámetro-altura de la muestra.- La relación mínima diámetro-altura de la muestra deberá ser de 2.5.

5.2.4 Rigidez.- La rigidez del anillo deberá ser tal que bajo condiciones de esfuerzo hidrostático en la muestra, el cambio en el diámetro del anillo no excederá de 0.03% del diámetro bajo la más grande carga aplicada.

5.2.5 El anillo deberá ser hecho de un material que no sea corroído por el suelo ensayado. La superficie interior deberá estar altamente pulida o deberá estar cubierta con un material de baja fricción. Se recomienda la grasa de silicona o el politetrafluoroetileno para suelos no arenosos.

5.3 Piedras Porosas.- Las piedra porosas deberán ser de carburo de silicona, óxido de aluminio, o metal que no sea atacado por el suelo o la humedad del suelo. El grano de las piedras deberá ser lo suficientemente fino para prevenir la intrusión del suelo en los poros de la piedra. Si es necesario, puede utilizarse un papel de filtro para prevenir la intrusión del suelo en las piedras. Sin embargo, la permeabilidad de las piedras y el papel filtro, si es usado, deben ser lo suficientemente alta para prevenir el retardo del

drenaje de la muestra. Las piedras deberán ser limpias y libres de rajaduras, astillas y desuniformidades.

5.3.1 El diámetro de la piedra superior deberá ser de 0.2 a 0.5 mm (0.01 a 0.02 pulg) menos que el diámetro interior del anillo. Si se utiliza un anillo flotante, la piedra inferior deberá tener el mismo diámetro que la piedra superior. Se recomienda el uso de piedras de sección variable, con el diámetro más grande en contacto con el suelo.

5.3.2 El espesor de la piedra deberá ser lo suficiente para prevenir su rotura. La piedra superior deberá ser cargada a través de una plancha resistente a la corrosión, de una suficiente rigidez para prevenir la rotura de la piedra.

5.4 Almacenaje.- El almacenaje de las muestras selladas debe ser tal que no se pierda humedad durante el mismo, esto es, ninguna evidencia de secado parcial de los extremos de las muestras o contracción. El tiempo de almacenaje debe ser minimizado, particularmente cuando se espera que el suelo o la humedad del suelo reaccionen con los tubos de muestras.

5.4.1 Medio ambiente de preparación de la muestra.- Las muestras de ensayo deberán ser preparadas en un medio ambiente donde el cambio de la humedad del suelo durante la preparación no exceda de 0.2% (es generalmente usado un cuarto húmedo para este propósito).

5.5 Temperatura.- Los ensayos deben ser realizados en un medio ambiente donde las fluctuaciones de temperatura sean menores que ± 4°C (7.2°F) y no exista ningún contacto directo con los rayos del sol.

5.6 Tallador o cortador cilíndrico, para preparar y cortar la muestra al diámetro interior del anillo del consolidómetro con un mínimo de alteración. El tallador deberá tener una superficie altamente pulida y deberá estar cubierto con un material de baja fricción.

5.7 Balanza, con una sensibilidad de 0.1 gr o al 0.1% del volumen total de la muestra del ensayo.

5.8 Horno de secado, que se mantenga uniformemente en 110 ± 5°C (230 ± 9°F). Es recomendado un horno de corriente de aire forzado.

5.9 Extensómetro, para medir el cambio en la altura de la muestra, con una sensibilidad de 0.0025 mm (0.0001 pulg)

5.10 Equipo diverso, incluyendo espátulas, cuchillos, sierras de alambre, utilizados en preparar la muestra.

5.11 Recipientes de contenido de humedad, deberán estar de acuerdo con el método D2216.

6.0 MUESTREO

6.1 Deben obtenerse muestras relativamente inalteradas para ser utilizadas en el ensayo de consolidación, porque el significado de los resultados disminuye grandemente con la alteración de la muestra. El Método D1587 y la Práctica D3550 cubren el procedimiento y los aparatos que pueden ser usados para obtener muestras satisfactorias para el ensayo.

7.0 PREPARACION DE LA MUESTRA (Nota 2)

7.1 Prepare la muestra en un medio ambiente de acuerdo con 5.4.1. Prepare y corte la muestra al diámetro interior del consolidómetro, forzándolo directamente en el anillo durante la preparación. Enrase la muestra al nivel de la superficie plana del anillo. Para suelos blandos a medios, una sierra de alambre debe ser usada para preparar las partes superior e inferior de la muestra para minimizar la perturbación. Una regla con borde con filo puede ser usada para el enrase final, después que el exceso de suelo haya sido removido con una sierra de alambre. Para suelos firmes solamente la regla puede ser usada para preparar las partes superior e inferior. Si se desea, la altura de la muestra puede ser hecha menor que la altura del anillo por extrusión parcial y enrase, siempre y cuando se cumplan los requisitos de espesores mínimos de la muestra presentados en 5.2.2 y 5.2.3. Un anillo con el filo cortante incorporado, proporciona el ajuste más exacto en los suelos húmedos.

Nota.- Deben tomarse precauciones para minimizar la alteración del suelo, o los cambios en humedad y densidad durante el transporte y la preparación de la muestra. Deben ser evitadas la vibración, distorsión y compresión .

7.2 Los suelos fibrosos, tales como la turba, y aquellos suelos que son más fáciles de dañarse por el tallado, pueden ser transferidos directamente del tubo de muestra al anillo, siempre y cuando el anillo tenga el mismo diámetro que el tubo de muestreo.

7.3 Las muestras obtenidas utilizando un muestreador de anillo pueden ser usadas sin enrase previo, siempre y cuando cumplan con los requerimientos de la Práctica D3550 y este Método.

7.4 Determine la masa de la muestra en el anillo de consolidación.

8.0 CALIBRACION

8.1 Coloque en el consolidómetro con disco de acero duro o de cobre de aproximadamente la misma altura que la muestra de ensayo y 1 mm (0.04 pulg) de diámetro más pequeño que el anillo, en el lugar de la muestra. Humedezca las piedras porosas. Si se usan papeles de filtro (ver 5.3), éstos deben estar humedecidos y debe permitirse durante el proceso de calibración un tiempo suficiente para que la humedad salga de ellos.

8.2 Cargue y descargue el consolidómetro según el ensayo y mida la deformación para cada carga aplicada.

8.3 Grafique o tabule las correcciones para ser aplicadas a la deformación de la muestra en cada carga aplicada. Nótese que el disco de metal también se deformará. Sin embargo, la corrección debida a esta deformación será despreciable para todos, menos para suelos extremadamente duros. Si es necesario, la compresión del disco de metal puede ser calculada y aplicada a las correcciones.

9.0 DETERMINACIONES DE CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL, PESO, VOLUMEN, PESO ESPECIFICO, LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO, Y GRANULOMETRIA DE LAS PARTICULAS.

9.1 Use el material sobrante adyacente a la muestra (ver Sección 7) para determinar el contenido de humedad natural, de acuerdo con el Método D2216 y el peso específico con el Método D854. Determine la masa inicial húmeda de la muestra por substracción de la masa del anillo de la muestra, de la masa combinada del anillo de la muestra y la muestra. Determine el volumen inicial de la muestra del diámetro y la altura de la muestra. El valor del contenido de humedad determinado del sobrante es aproximado, pero permite la determinación de la proporción de vacíos antes que el ensayo se termine. La determinación más exacta de la masa seca y el contenido de humedad de la muestra se encuentra por el secado de la muestra íntegra al final del ensayo. Este procedimiento debe ser usado, a menos que una porción de la muestra se necesite para los ensayos índice (ver 10.9). El peso específico puede estimarse cuando no se necesita una porción de vacíos exacta.

9.2 El límite líquido, determinado de acuerdo con el Método D423, el límite plástico, determinado de acuerdo con el Método D424 y la granulometría para suelos con material granular, determinado de acuerdo con el Método D422, son útiles en la identificación del suelo y en la correlación de los resultados de los ensayos en diferentes suelos. Se recomienda que los límites líquido y plástico sean determinados en los sobrantes de la preparación de la muestra o en porciones representativas de la muestra de ensayo, si el suelo exhibe heterogeneidad significativa.

10.0 PROCEDIMIENTO

10.1 El objetivo de la preparación de las piedras y los otros aparatos previo al contacto con la muestra, es el prevenir cambios en el contenido de humedad de la muestra. Así, los suelos altamente expansivos muy secos, deben ser colocados en piedras secas, pero la mayoría de los suelos parcialmente saturados pueden ser colocados en piedras que han sido simplemente humedecidas. Si la muestra está saturada y se cree que no exhibe una alta afinidad con el agua, las piedras porosas deben ser hervidas después de lavarse con un cepillo no abrasivo y mantenerlas saturadas hasta el tiempo de su contacto con la muestra. Ensamble el anillo, la muestra y las piedras porosas. Con el consolidómetro ensamblado, encierre la muestra, el anillo, el papel filtro (cuando es usado), y las piedras porosas con un plástico suelto o una membrana de caucho para prevenir el cambio en el volumen de la muestra debido a la evaporación. Este paso

puede ser omitido si la muestra será inundada después que se aplique el primer incremento de carga como se indica en 10.8.

10.2 Coloque el consolidómetro en el equipo de carga y aplique una presión de asiento de 5 kPa (100 lbf/pie^2). Dentro de los 5 minutos después de la aplicación de la carga de asiento, ajuste el dial del extensómetro para la lectura inicial o cero. (Para suelos muy blandos una presión de asiento de 2 ó 3 kPa (cerca de 50 lbf/pie^2) o menos es deseable).

10.3 Aplique cargas en el consolidómetro para obtener presiones en el suelo de aproximadamente 5, 10, 20, 40, 80, etc. kPa (100, 200, 400, 800, 1600, etc. lbf/pie^2), con cada presión mantenida constante como se requiere en 10.4. (Incrementos más pequeños pueden ser deseables en muestras muy blandas cuando es necesario determinar la presión de preconsolidación con más precisión). La carga de la muestra debe continuar en la región de la compresión virgen, de modo que la pendiente y la forma de la curva de compresión virgen puedan ser establecidos. Típicamente se requiere para ésto una presión final que es igual o mayor que cuatro veces la presión de preconsolidación de la muestra. En el caso particular de arcillas sobreconsolidadas, puede ser deseable usar un ciclo de descarga-recarga para una mejor evaluación de los parámetros de recompresión, pero tal procedimiento es opcional.

10.4 Para un mínimo de dos incrementos de carga (incluyendo por lo menos un incremento de carga después que la presión de preconsolidación haya sido excedida), anote la altura o cambio en la altura de la muestra antes que cada incremento de presión sea aplicado y en intervalos de tiempo de aproximadamente 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 15 y 30 minutos, 1, 2, 4, 8, etc. horas, medidos desde el tiempo de cada aplicación incremental de presión. Estas lecturas de razón de tiempo necesitan ser obtenidas solamente para muestras saturadas. Las lecturas deben continuar por lo menos hasta que la pendiente de la característica lineal de la porción de compresión secundaria del gráfico espesor vs. logaritmo del tiempo, es aparente (Véase 11.1), a menos que el método 11.6 sea usado, en cuyo caso la carga siguiente puede proseguir tan pronto como el 100% de consolidación se complete. (Para suelos que tienen consolidación primaria lenta, las presiones deben ser aplicadas por lo menos 24 horas. En casos extremos, o cuando debe ser evaluada la compresión secundaria, éstas deben ser aplicadas por más tiempo). Luego aplique el siguiente incremento de presión. Para los incrementos de presión donde los datos del tiempo vs. deformación no son requeridos, la carga debe ser dejada en la muestra esencialmente, el mismo tiempo que cuando se toman lecturas del tiempo vs. las lecturas de deformación. Deben ser tomadas suficientes lecturas cerca del final del período de incremento de presión, para permitir cualquier extrapolación necesaria de la curva tiempo-deformación.

10.5 Si se van a obtener gráficos del espesor vs. la raíz cuadrada del tiempo, los intervalos de tiempo pueden ser ajustados a aquellos que tienen raíces cuadradas fáciles, por ejemplo: 0.09, 0.25, 0.49, 1 min 4 min, 9 min, etc.

10.6 Rebote.- Cuando se requiere determinar características de rebote o descarga, descargue el suelo por decrementos de presión en orden inverso. Sin embargo, si se desea, cada carga sucesiva puede ser solamente un cuarto de la carga precedente. Registre en intervalos de tiempo como se sugirió en 10.4. Note, que para la mayoría de suelos, el rebote se completará en menor tiempo que el que sería requerido para un incremento de carga durante la consolidación primaria, sin embargo, deben ser tomadas suficientes lecturas para verificar que el rebote está esencialmente completo.

10.7 Puede emplarse un programa alternativo de carga, descarga o recarga, que reproduzca los cambios de esfuerzo en la construcción, obtenga una mejor definición de alguna parte de la curva de esfuezo-deformación, o ayude en la interpretación del

comportamiento del suelo en el campo. Esto debe ser claramente indicado en los resultados del ensayo.

10.8 Si el ensayo es realiza en una muestra inalterada que, ya sea estaba saturada bajo condiciones de campo, o fue obtenida debajo de la napa freática, ésta debe ser inundada después de la aplicación del primer incremento de carga. Si se requiere, conforme la inundación y el humedecimiento de la muestran ocurren, la carga debe ser incrementada para prevenir que la muestra se expanda, a menos que tienda a expandirse bajo el esfuerzo vertical estimado in-situ. Si la muestra se comprime después de la inundación, simplemente registre la cantidad de compresión. Las muestras también pueden ser inundadas a presiones que simulen una inundación futura bajo las condiciones de campo. En tales casos, la presión a la inundación y cualquier efecto resultante, tales como incrementos en expansión o compresión, deben ser anotados en los resultados de ensayo.

10.9 Para minimizar la expansión durante el desmontaje, la muestra debe ser descargada a un esfuerzo muy pequeño y desmontada rápidamente después de relevar la carga final en la muestra. Remueva la muestra y el anillo del consolidómetro y seque el agua libre del anillo y la muestra. Remueva la muestra del anillo y determine su masa, séquela al horno, y pésela de nuevo para obtener la masa seca de sólidos y el contenido de humedad final. Si la muestra de suelo original es muy heterogénea, cualquier ensayo índice debe ser realizado en una porción de la muestra de ensayo y el resto puede ser usado para una medida del contenido de humedad final. Las piedras porosas deben ser hervidas limpias después del ensayo para prevenir que la arcilla se seque en ellas y por consiguiente reduzca su permeabilidad.

11.0 CALCULO

11.1 De aquellos incrementos de carga donde se obtienen lecturas de deformación-tiempo, grafique las lecturas de deformación vs. el logaritmo del tiempo (en minutos) para cada incremento de carga o presión conforme el ensayo se ejecuta, y para cualquier incremento de rebote donde hayan sido obtenidos los datos de deformación vs. tiempo.

11.2 Determine la deformación que representa el 100% de consolidación primaria para cada incremento de carga. Primero dibuje una línea recta a través de los puntos representando las lecturas finales y esto exhibe una tendencia hacia una línea recta tangente a la parte más empinada de la curva de deformación-logaritmo del tiempo. La intersección representa la deformación correspondiente al 100% de consolidación primaria. Corrija la deformación al 100% de consolidación, de acuerdo con los resultados de la calibración (vea Sección 8). La compresión que ocurre después del 100% de consolidación primaria se define como compresión secundaria.

11.3 Determine la deformación representando al 0% de consolidación primaria, seleccionando las deformaciones en 2 tiempos cualesquiera que tengan una relación de 1 a 4. La deformación correspondiente al más grande de los dos tiempos debe ser más grande que 1/4, pero menor que 1/2 del cambio total en deformación para el incremento de carga. La deformación correspondiente al 0% de consolidación primaria es igual a la

deformación correspondiente al intervalo de tiempo más pequeño, menos la diferencia en las deformaciones para los dos tiempos seleccionados.

11.4 La deformación correspondiente al 50% de consolidación primaria para cada incremento de carga es igual al promedio de las deformaciones no corregidas correspondientes a las deformaciones del 0 y 100%. El tiempo requerido para la consolidación del 50% bajo cualquier incremento de carga puede ser encontrado gráficamente de la curva de deformación-logaritmo de tiempo para ese incremento de carga, al observar el tiempo que corresponde al 50% de la consolidación primaria de la curva.

11.5 Para cada incremento de carga para el cual fueron obtenidas lecturas de deformación-tiempo, calcule el coeficiente de consolidación, c_v como sigue:

$$c_v = \frac{0.05\,H^2}{t_{50}}$$

donde:

H = altura de la muestra en metros (pie) para una muestra drenada doblemente al 50% de consolidación

t_{50} = tiempo para el 50% de consolidación en años, y

c_v = coeficiente de consolidación en m^2/año (pie^2/año).

Si H está en milímetros y t en segundos o minutos, c_v será expresado en mm^2/seg o mm^2/min respectivamente, siendo deseable la conversión a unidades más convenientes.

11.6 Un procedimiento alternativo que requiere un gráfico de deformación vs. la raíz cuadrada del tiempo en minutos, puede ser usado para determinar los puntos de 0 a 100% de consolidación, así como el coeficiente de consolidación para cada incremento de carga. La parte inicial de la curva es aproximadamente una línea recta. La línea es extrapolada a t = 0. La ordenada de deformación correspondiente representa el 0% de consolidación primaria. Una segunda línea recta es trazada a través de este punto, de modo que la abscisa de esta línea es 1.15 veces la abscisa de la línea recta aproximada de la parte inicial de la curva. La intersección de la nueva línea con la curva deformación-raíz cuadra de tiempo corresponde al 90% de consolidación primaria es 1/9 más que la diferencia en deformaciones entre el 0 y el 90% de consolidación. Similarmente, la deformación al 50% de consolidación es 5/9 de la diferencia entre aquella en 0, y 90%. El coeficiente de consolidación puede ser encontrado del tiempo al 90% de la consolidación mediante la fórmula:

$$c_v = \frac{0.21H^2}{t_{90}}$$

donde:

H = altura de la muestra para una muestra doblemente drenada al 90% de consolidación, m (o pies),

t_{90} = tiempo para el 90% de consolidación, años y

c_v = coeficiente de consolidación m^2/año (pie^2/año).

Si H está en milimetros y t en segundos o minutos, las unidades de c_v serán mm^2/seg o mm^2/min, respectivamente, siendo deseable la conversión a unidades más convenientes. Si se desea, el método del logaritmo del tiempo también puede ser usado para obtener un valor de t_{90}.

11.7 Calcule la proporción de vacíos inicial, el contenido de humedad, peso unitario, y el grado de saturación, basados en el peso seco de la muestra total. El volumen de la muestra es calculado de las medidas de la altura del anillo y el diámetro. El volumen de sólidos se calcula dividiendo el peso seco de la muestra total. El volumen de la muestra es calculado de las medidas de la altura del anillo y el diámetro. El volumen de sólidos se calcula dividiendo el peso seco de la muestra por el peso específico de sólidos por peso unitario del agua. El volumen de vacíos se asume como la diferencia entre el volumen de la muestra y el volumen de sólidos.

11.8 Calcule la proporción de vacíos correspondiente al 100% de consolidación primaria (utilizando las lecturas de deformación corregidas) para cada carga. Como una alternativa, calcule el porcentaje de compresión al 100% de consolidación primaria para cada carga de la altura inicial de la muestra. Como una segunda alternativa, calcule las proporciones de vacíos (o valores en porcentaje de compresión) utilizando los valores de deformación obtenidos después de un intervalo de tiempo seleccionado, que deberá incluir alguna porción de compresión secundaria, siendo tal intervalo de tiempo el mismo para cada incremento de carga. Sin embargo, si el valor "de equilibrio" escogido es diferente del 100% de consolidación primaria, debe ser incluida una nota a este efecto con los resultados del ensayo. Debe ser notado que la segunda alternativa citada arriba resultará en valores más bajos de la presión de preconsolidación, que los que son obtenidos cuando se utilizan los puntos al 100% de consolidación primaria.

12.0 INFORME

12.1 El informe deberá incluir la siguiente información:

12.1.1 Identificación y descripción de la muestra de ensayo, incluyendo si es que el suelo es inalterado, remoldeado, compactado, o preparado de otra manera.

12.1.2 Contenido de humedad inicial y final.

12.1.3 Masa seca y peso unitario húmedo inicial y final.

12.1.4 Porcentaje de saturación inicial.

12.1.5 Peso específico de sólidos o datos de granulometría y Límites de Atterberg, si se obtienen.

12.1.6 Dimensiones de la muestra.

12.1.7 Condición del ensayo (humedad natural o inundada, presión en la inundación).

12.1.8 Procedimiento de preparación utilizado en el tallado; indique si es que la muestra fue tallada, extraída directamente al anillo, o ensayada directamente en un anillo de un muestreador con anillo.

12.1.9 Grafique el logaritmo del tiempo o la raíz cuadrada del tiempo vs. la deformación, para aquellos incrementos de carga donde las lecturas de deformación-tiempo fueron tomadas. Para suelos orgánicos o altamente micáceos, u otros suelos con compresión secundaria apreciable, es altamente deseable que se incluyan los gráficos de logaritmo del tiempo que se extienden en la región de compresión secundaria.

12.1.10 Grafique la proporción de vacíos vs. el logaritmo de la curva de presión, o el porcentaje de compresión vs. el logaritmo de la curva de presión.

12.1.11 En los casos donde las lecturas de velocidad de consolidación con el tiempo han sido tomadas para varios incrementos de carga, grafique el coeficiente de consolidación vs. el logaritmo de la presión promedio. Como alternativa, puede ser usado un gráfico del logaritmo del coeficiente de consolidación vs. el logaritmo de la curva de presión promedio. El método utilizado para el cálculo de cv debe ser anotado. Si las lecturas deformación-tiempo fueron obtenidas para sólo dos incrementos de carga, simplemente tabule los valores de cv vs. la presión promedio para el incremento.

12.1.12 Todas las desviaciones del procedimiento bosquejado, incluyendo las secuencias de carga especial. Por ejemplo, puede ser deseable inundar y cargar la muestra de acuerdo con el humedecimiento o el patrón de carga esperados en el campo, para simular mejor la respuesta. Incrementos de carga más pequeños que los estándar pueden ser deseables para suelos que son altamente sensibles o cuya respuesta es altamente dependiente de la velocidad de deformación.

13.0 PRECISION Y EXACTITUD

13.1 La Sección 5 de este método especifica la sensibilidad de las medidas de carga y la deformación. La exactitud correspondiente del esfuerzo aplicado y la deformación resultante en la muestra pueden ser calculadas de las dimensiones de la muestra. La exactitud con la que los resultados del ensayo pueden ser aplicados al campo varía de caso en caso y depende de:

13.1.1 La calidad de las muestras usadas.

13.1.2 El número de las muestras ensayadas.

13.1.3 La distribución vertical y horizontal de las muestras ensayadas, y

13.1.4 La heterogeneidad del perfil del suelo en el campo.

13.2 Se requiere un análisis estadístico que incluya el programa de muestreo y los resultados de los ensayos de laboratorio para evaluar, en forma significativa, la exactitud con que los resultados del ensayo se aplican al campo. En ausencia de tal análisis, la mayoría de ingenieros evalúan cualitativamente la aplicabilidad de los resultados del ensayo al campo, al revisar la variación en los resultados del ensayo y las variaciones en los registros de perforación. En general, se nota que la exactitud de las predicciones de asentamientos basadas en los ensayos de consolidación se incrementan (en un porcentaje base) con la compresibilidad del suelo.

ASTM Designación : D2488-75

Práctica Estándar recomendada para
LA IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE SUELOS (PROCEDIMIENTO VISUAL-MANUAL)

1.0 ALCANCE

1.1 Esta práctica recomendada describe un procedimiento para la identificación y la descripción de suelos con propósitos ingenieriles, basado en el examen visual y pruebas manuales simples.

NOTA 1.- No está en conflicto con otros métodos de identificación o clasificación de suelos, se recomienda al usuario suplementar las descripciones recomendadas con términos geológicos, pedológicos o locales. Por otro lado, cuando se requiere una clasificación precisa de suelos con fines de ingeniería, se debe utilizar la Norma ASTM D-2487 "Clasificación de Suelos con propósitos Ingenieriles".

1.2 Esta práctica recomendada es para ser usada no sólo en la identificación de suelos en el campo, sino también en la oficina y en el laboratorio o en cualquier lugar en donde se inspeccionen y describen muestras de suelos.

NOTA 2.- La capacidad de identificar suelos correctamente se aprende apropiadamente bajo la guía de personal experto, pero también puede sistemáticamente al comparar valores numéricos de resultados de ensayos de suelos típicos con sus características visuales y manuales al ejecutar los procedimientos de identificación.

2.0 DEFINICIONES Y DESCRIPCIONES DE TERMINOS

2.1 Las definiciones de los componentes del suelo, bloques, bolones, gravas, arenas, finos (limo, arcilla), suelos orgánicos y turba están de acuerdo con la Definición ASTM D653 Términos y Símbolos relativos a la Mecánica de Suelos y de Rocas.

3.0 EQUIPO

3.1 Equipo requerido:

3.1.1 Una pequeña cantidad de agua.

3.1.2 Una cuchilla o una espátula pequeña.

3.2 Equipo auxiliar útil:

3.2.1 Una pequeña botella de ácido clorhídrico diluido.

3.2.2 Un pequeño tubo de prueba y un tapón.

3.2.3 Cuadro de colores de suelos de Munsell o un cuadro de colores de rocas.

3.2.4 Una lupa pequeña.

3.2.5 Penetrómetro de bolsillo o medidor de corte.

4.0 MUESTREO

4.1 La muestra debe ser considerada como representativa del estrato del cual ha sido obtenida, por un método apropiado y normalizado.

NOTA 3.- Preferiblemente el método de muestreo debe estar identificado con uno de los siguientes procedimientos : ASTM D-1452 Investigación de Suelos y Muestreo por perforación con Barreno y ASTM D-1586 Ensayo de Penetración y Muestreo de Suelos con la Barra Partida : ASTM D1587 Muestreo de Suelos con Tubos de Pared Delgada, etc.

4.2 La muestra debe ser cuidadosamente identificada en cuanto a su origen.

NOTA 4.- La identificación de la muestra puede tener la forma del número de la perforación y el número de la muestra en relación con el nombre y número del trabajo, el estrato geológico, un horizonte pedológico o una localización por medio de una descripción con respecto a un monumento permanente, un sistema coordenado o un estacado a una línea central.

5.0 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA IDENTIFICACION

5.1 Sobre la base de un examen de las características de las partículas que componen una muestra de suelo, es posible asignarla a uno de tres grupos primarios. Aunque la mayoría de los suelos tienen componentes representativos de dos o más grupos, generalmente es posible establecer cual es el componente más importante y asignar la muestra de grupo.

La distinción más importante se realiza sobre la base del tamaño. Las partículas individuales visibles a simple vista caracterizan a la fracción gruesa y aquellas muy pequeñas para ser vistas individualmente caracterizan a la fracción fina.

Los componentes orgánicos de los suelos pueden consistir en materiales parcialmente descompuestos o no descompuestos, tales como: ramas, hojas, troncos, raíces, etc., que imparten una textura fibrosa al suelo o pueden entrar también tan finamente divididos que sólo puedan ser identificados por su color marrón oscuro, gris oscuro o negro y por el olor orgánico típico.

5.1.1 Suelos de grano grueso, son aquellos en las cuales más de la mitad (en peso) de las partículas son visibles a simple vista. Al realizar esta estimación, las partículas mayores de 3 pulg. deben ser incluidas. Sin embargo, dichas partículas grandes pueden observarse en la superficie del suelo o en las paredes de la calicata, se realizará un estimado del porcentaje que es ocupado por bloques y bolones. Este porcentaje debe ser anotado, independientemente de la descripción del material menor que 3 pulg de diámetro.

5.1.2 Suelos de grano fino, son aquellos en los cuales más de la mitad (en peso) de las partículas son tan finas que no pueden ser vistas a simple vista, están parcialmente sub-divididos en base a ensayos manuales simples. También están sub-divididos en inorgánicos y orgánicos, en base a la presencia o ausencia de una cantidad significativa de materia orgánica. Los suelos inorgánicos se caracterizan usualmente por su brillo o colores claros.

5.1.3 Suelos orgánicos, son aquellos que contienen cantidades significativas de materia orgánica. Los suelos altamente orgánicos pueden ser fácilmente reconocidos por la presencia de raíces en descomposición, hojas, troncos y otras materias vegetales fibrosas en varias etapas de descomposición. Cuando están húmedos tienen color marrón oscuro, gris muy oscuro o negro y son esponjosos al tacto.

Si la muestra está fresca, un olor típico de materia orgánica en descomposición se podrá sentir. Muchos suelos son sólo parcialmente orgánicos y están compuestos predominantemente por material inorgánico. Estos suelos tienen sin embargo un comportamiento diferente a los suelos típicamente inorgánicos y la presencia de una cantidad relativamente pequeña de materia orgánica debe ser anotada cuando sea posible.

Cualquier suelo que tenga un color marrón oscuro, gris oscuro o negro, probablemente contiene alguna materia orgánica finamente sub-dividida. La identificación de un suelo orgánico puede usualmente ser llevada a cabo por medio de una anotación cuidadosa del olor orgánico en las muestras frescas. Si la muestra está seca debe ser humedecida y calentada en la mano, lo que puede ayudar a la generación del olor característico.

5.1.4 Suelos de mezcla de granos, son aquellos suelos inorgánicos o parcialmente orgánicos que contienen cantidades representativas de granos gruesos y finos. Un gran porcentaje de suelos naturales pertenecen a esta clasificación. En muchos de estos casos sin embargo, existe una fracción predominante por lo que el suelo se clasifica de acuerdo con esta fracción, debiéndose además anotarse la presencia de otras fracciones significativas de otros tipos de suelos.

La proporción relativa de suelo grueso y fino debe ser estimada tan cercanamente como sea posible para los suelos que contengan ambos tipos de suelo.

5.2 El color es una propiedad importante en la identificación de suelos orgánicos y dentro de una localidad dada, puede también ser de utilidad en la identificación de materiales de origen geológico similar.

Aunque los nombres cualitativos del color son de alguna ayuda, las identificaciones positivas del color comparadas con una cartilla standard de color son aún más útiles. Si la muestra contiene capas o lentes de varios colores, se deberá anotar y se describirán todos los colores representativos. Si es posible, el color se describirá para las muestras húmedas.

NOTA 5.- Existen disponibles cartillas especialmente preparadas para la descripción de colores de suelos y rocas. Tales cartillas dan nombres típicos descriptivos para las fichas de color y la anotación Munsell correcta, en términos de matiz, valor e intensidad del color. Ejemplo: rosado (rosado, naranja moderado), 5 YR 8/4.

5.3 Los suelos que contienen una cantidad significativa de material orgánico, tienen usualmente un olor significativo de la vegetación en descomposición.

Esto es aparente especialmente en muestra frescas, si las muestras están secas, generalmente el olor puede ser resucitado calentando a una muestra húmeda.

Si la muestra es de color oscuro, el olor se describirá como orgánico, terroso o ninguno.

5.4 Cada vez que se describan muestras inalteradas se anotará un valor estimado del contenido de humedad.

Los materiales secos requieren la adición de considerable humedad para obtener el óptimo de compactación.

Los materiales ligeramente húmedos están próximos al óptimo contenido de humedad. Los suelos húmedos requieren del secado para llegar al óptimo contenido de humedad y los suelos saturados están por debajo de la napa freática.

5.5 Las características estructurales de muestras de suelo inalterado proporcionan indicios importantes sobre su comportamiento como materiales de cimentación. Cada vez que dichas muestras estén disponibles o cuando el perfil del suelo pueda ser inspeccionado durante el muestreo de una excavación, se deberán describir las características estructurales. Los materiales estratificados consisten de capas alternadas. Los varios tipos (o colores). Si las capas son menores de 1/4" (6 mm) de espesor, se las puede describir como laminadas o con varvas, si son mayormente de grano fino.

Los materiales fisurados se rompen a lo largo de planos definidos de fracturas, con pequeña resistencia a la fractura. Si los planos de fractura aparecen pulidos o lustrosos, se les describirá como slickensidad.

Si un suelo cohesivo puede ser fácilmente roto en pequeños terrones angulares que resisten rotura adicional, la estructura puede ser descrita como de bloques.

Una estructura lenticular está indicada por la inclusión de pequeñas bolsas de textura diferente, tal como pequeños lentes de arena diseminados en una masa de arcilla.

La presencia de características estructurales especiales, como huecos de raíces o aberturas porosas también deberán ser anotadas. Si no son aparentes las características estructurales, se puede describir al suelo como no estratificado u homogéneo.

5.6 Algunos suelos presentan la evidencia definitiva de cementación en el estado inalterado. Si se nota esto, se puede describir el estado de cementación como fuerte o débil. Desde que el carbonato de calcio es el agente de cementación más común, es importante reportar su presencia en base a su reacción con ácido clorhídrico diluido. La intensidad de la reacción del ácido clorhídrico se describirá como ninguna, débil o fuerte.

5.7 Son también importantes en problemas de cimentación, el grado de compactación o densidad natural de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos.

Cada vez que se examinan materiales inalterados ya sea en las excavaciones de campo o de muestras selladas, se deberán anotar las estimaciones de estas propiedades. El proceso de muestreo usualmente altera en tal extensión a los suelos granulares que la densidad natural puede ser determinada solamente in situ. En suelos granulares densos es difícil introducir más de unas pocas pulgadas un estaca de madera de 2 x 2 pulgadas; sin embargo, tal estaca puede ser fácilmente introducida en un material suelto. Obviamente, este método simple no puede ser utilizado para determinar la densidad relativa de suelos cementados.

5.7.1 La consistencia de suelos cohesivos puede ser determinada in situ o sobre muestras inalteradas, de acuerdo con el procedimiento de identificación presentada en la Tabla 1. La medida cuantitativa de la resistencia cortante está dada en base a su correlación con valores obtenidos de los penetrómetros de bolsillo o medidores de corte que generalmente se usan para estimar la consistencia.

5.8 A menudo es deseable añadir un estimado de la clasificación de suelos de acuerdo con lo grupos usados para clasificación en ingeniería (Fig. 1 de método ASTM D-2487). El símbolo de grupo será colocado entre paréntesis al final de la descripción, para indicar que la clasificación ha sido estimada.

6.0 PROCEDIMIENTO PARA SUELOS DE GRANO-GRUESO

6.1 Seleccione una muestra representativa del material que pasa la malla de 3 pulgadas (76 mm), expándala para su examen y siga los procedimientos de identificación.

6.1.1 Para una identificación precisa, las cantidades mínimas de muestra deberán estar de acuerdo con lo siguiente:

Diámetro Nominal Máximo	Cantidad Mínima de Muestras
2-2 1/2 pulg. (50-65 mm)	8 lb. (3.6 Kg)
1-1 1/2 pulg. (25-38 mm)	4 lb. (1.81 Kg)
1/4-1/2 pulg. (6-12 mm)	1 lb. (0.45 Kg)
menos de 1/8 pulg. (3 mm)	1/4 lb. (0.11 Kg)

6.2 Estime el porcentaje de la fracción gruesa mayor que la malla No. 4 (aproximadamente 1/4 pulgada ó 5 mm).

6.2.1 Identifique el suelo como grava si más del 50% es mayor que la malla No. 4.

6.2.2 Identifique el suelo como arena si menos del 50% es mayor que la malla No. 4.

6.3 Estime el porcentaje de finos.

6.3.1 Identifique el suelo como arena o grava limpia si el contenido de finos es 5% ó menos.

6.3.1.1 Identifique al suelo como bien graduado si tiene un rango amplio en tamaño de granos y cantidades substanciales de tamaños de partículas intermedias.

6.3.1.2 Identifique al suelo como pobremente graduado si éste consiste predominantemente de un tamaño (uniformemente graduado) o tiene un amplio rango de tamaños intermedios que obviamente faltan (abiertamente graduado).

6.3.2 Identifique al suelo como grava con finos o arena con finos si el contenido de finos es mayor que el 12%.

6.3.2.1 Identifique al suelo como caso límite entre limpio y con finos si el contenido de finos está entre 5 y 12%.

6.3.2.2 Describa los finos como limosos o arcillosos de acuerdo con los procedimientos de identificación dados para suelos de grano fino.

6.4 Describa la forma de granos de la fracción gruesa de las arenas y gravas como angulares, sub-angulares, redondeados, sub-redondeados. (Ver Fig. 1).

6.4.1 Las partículas angulares tienen bordes afilados y lados relativamente planos con superficies rugosas.

6.4.2 Las partículas sub-redondeadas exhiben lados casi angulares, pero tienen los bordes algo redondeados.

6.4.3 Las partículas sub-redondeadas exhiben lados casi planos pero tienen las esquinas y bordes bien redondeados.

6.4.4 Las partículas redondeadas tienen los lados suavemente curvados y no presentan bordes.

6.5 Añada las notas descriptivas apropiadas concernientes al tamaño máximo, granulometría, porcentaje de bloques y bolones, mineralogía, color, olor, condición de humedad, densidad natural, estructura, cementación, nombre local o geológico y símbolo de grupo. Sigase la lista, tabla No. 2.

NOTA 6.- Una descripción completa de una muestra del valle de un río con un contenido estimado de 20% de grava, 65% de arena y 15% de limo podría tomar la forma de este ejemplo: Arena limosa bien graduada, gravosa. Tamaño máximo 8 pulg. (203 mm), aproximadamente 5% de bloques. Aproximadamente 20% de grava ígnea subredondeada, 65% de arena cuarzosa subredondeada a subangular, y 15% de finos de baja plasticidad. Marrón claro (7.5 YR 6/4). Húmeda. Densa. Estratificada. No hay reacción con el HCL. Arena Aluvial (SM).

7.0 PROCEDIMIENTO PARA SUELOS DE GRANO FINO U ORGANICO

7.1 Seleccione una muestra representativa del material para su examen. Ver. 6.1.1.

7.2 Describa el color del suelo húmedo.

7.3 Describa el olor del suelo húmedo (calentándolo si es necesrio para intensificar el olor).

7.4 Identifique al suelo como orgánico si tiene un color negro, marrón oscuro o gris oscuro (valor de Munsell de 4 ó menos, intensidad de color 3 ó menos) y un olor orgánico distintivo.

7.4.1 Identifique al suelo como altamente orgánico si éste tiene una textura predominante fibrosa o de madera, resultante de una composición de hojas parcialmente descompuestas, ramas, espinas, tallos, raíces, etc. Identificación adicional es innecesaria.

7.4.2 Identifique al suelo como parcialmente orgánico si éste no tiene una textura fibrosa y aparenta ser de carácter predominantemente mineral, proceda con el procedimiento de identificación para los suelos de grano fino.

7.5 Seleccione suficiente material de la muestra representativa, para fabricar dos cubos de aproximadamente 1/2 pulg. (13 mm) de tamaño, luego de haber eliminado la grava y arena gruesa. Use estas muestras para efectuar las pruebas de resistencia en estado seco, dilatación y plasticidad.

7.5.1 Resistencia en estado seco.- Moldee una de las muestras hasta que tenga una consistencia de masilla, añadiendo una pequeña cantidad de agua si es necesario, y dele la forma de un cubo de esfera. Deje que la muestra se seque completamente en el sol, aire o un horno a temperatura que no exceda los 110°C.

Ensaye la resistencia de la muestra seca triturándola entre los dedos.

NOTA 7.- Si la muestra del suelo contiene terrones secos, un operador experimentado puede determinar la resistencia seca particular. El proceso de moldeado y secado produce generalmente resistencias superiores a aquellas que se encuentran en los agregados naturales del suelo. La presencia de materiales de cementación solubles en el agua y de gran resistencia, tales como carbonatos de calcio, pueden causar resistencias secas excepcionalmente altas, pero esto puede ser detectado usualmente a partir de la intensidad de la reacción con ácido clorhídrico diluído (Ver 5.6).

7.5.1.1 Describa como muy baja o ninguna si la muestra seca se tritura con una simple presión de manipuleo.

7.5.1.2 Describa como baja si la muestra seca se tritura a polvo con una pequeña presión de los dedos.

7.5.1.3 Describa como media si se requiere una considerable presión de los dedos para llevar la muestra a polvo. Normalmente cuando el suelo tienen una resistencia al estado seco media, fácilmente se puede

quitar una capa de polvo de la superficie lisa de la muestra mediante frotación.

7.5.1.4 Describa como alta, si la muestra no puede ser desmenuzada con la presión de los dedos, aún cuando pueda ser rota. Generalmente, cuando la muestra tiene una resistencia seca alta ni siquiera es posible sacarle polvo de su superficie lisa después de frotar la muestra.

7.5.1.5 Describa como muy alta si la muestra no puede ser rota entre el dedo pulgar y una superficie dura.

7.5.2 Dilatación. Si es necesario, agregue la cantidad necesria de agua a la otra muestra hasta producir una consistencia suave, pero no pegajosa. Suavice la muestra en la palma de una mano con la hoja de un cuchillo o una pequeña espátula, agite la mano horizontalmente y varias veces golpee vigorosamente el reverso de dicha mano contra la otra mano. Note la reacción comprima la muestra cerrando la mano y note la reacción.

7.5.2.1 Describa a la reacción como rápida si es que aparece agua sobre la superficie durante la agitación y desaparece rápidamente cuando se la comprima. Se puede notar la presencia o ausencia de agua libre por la apariencia brillosa u opaca de la superficie de la muestra.

7.5.2.2 Describa la reacción como lenta si se necesita golpear vigorosamente para que aparezca agua en la superficie, y la compresión cause un pequeño cambio en la apariencia de la muestra.

7.5.2.3 Describa la reacción como nula si el ensayo no produce cambios visibles en la apariencia de la muestra.

7.5.3 Filamento Plástico. Terminado el ensayo de dilatación se dá a la muestra una forma alargada y se la hace rodar con la mano sobre una superficie lisa o entre las manos hasta formar un filamento de más o menos 1/8 pulg. (3 mm) de diámetro. (Si la muestra está muy mojada para enrollarla fácilmente, se le deberá esparcir hasta formar una capa delgada y dejar que pierda un poco de agua por evaporación). Doble los filamentos de la muestra y hágala rodar nuevamente hasta que el filamento se desmenuce a un diámetro de 1/8 pulg. (3 mm). El filamento se desmenuzará cerca al límite plástico. Anote la presión requerida para enrollar el filamento especialmente cerca al límite plástico, anote también la resistencia del filamento. Después que el filamento se rompe, se deberá rejuntar las piezas y amasarlar hasta que el terrón se desmenuce. Nótese la dureza del material durante el amasado.

7.5.3.1 Describa al filamento como débil o suave, si cerca al límite plástico se requiere una presión ligera para enrollarlo, el filamento tiene poca o ninguna resistencia y después de desmenuzarse los pedazos de filamento no pueden formar una masa coherente.

7.5.3.2 Describa al filamento como medio rígido, si cerca del límite plástico, se requiere una presión mediana para enrollarlo, el filamento soportará su propio peso cuando tenga pocas pulgadas de longitud, y luego de desmenuzarse los pedazos de filamento no pueden formar una masa

coherente.

7.5.3.3 Describa al filamento como muy rígido, si cerca al límite plástico, se requiere una presión considerable para enrollarlo, el filamento soportará fácilmente su propio peso cuando tenga varias pulgadas de longitud y después de desmenuzarse los pedazos de filamento podrán formar una masa que es coherente y dura.

7.5.4 Plasticidad.- En base a su resistencia en estado seco, dilatación y dureza describa la plasticidad total como se muestra en la Tabla No. 3.

7.6 Identifique al suelo como limo o arcilla con los adjetivos apropiados. Ver Tabla No. 3.

NOTA 8.- Se puede estimar el porcentaje relativo de material grueso y fino, agitando enérgicamente una mezcla de suelo y agua en una probeta de ensayo y dejando que la mezcla sedimente. Las partículas gruesas caerán al fondo y las partículas más finas serán depositadas sucesivamente con el transcurso del tiempo; las partículas del tamaño de la arena caerán en 20 a 30 segundos. Las proporciones relativas pueden ser estimadas a partir del volúmen relativo de cada tamaño separado.

7.6.1 El limo arenoso tiene una resistencia seca muy baja o ninguna, una reacción rápida al ensayo de dilatación, un filamento plástico que es débil y suave, y un contenido significativo de arena que puede ser descrita como que tiene un sentimiento especial. Puede ser descrito como teniendo poca o ninguna plasticidad.

7.6.2 El limo tiene una resistencia seca de baja a muy alta, una reacción rápida al ensayo de dilatación y un filamento plástico que es débil y suave. Puede ser descrito como que tiene poca o ninguna plasticidad.

7.6.3 El limo arcilloso tiene una resistencia al estado seco de baja a media, una reacción rápida a lenta al ensayo de dilatación, y un filamento plástico medio a rígido. Puede ser descrito como de ligera a mediana plasticidad.

7.6.4 La arcilla arenosa tiene una resistencia al estado seco de baja a alta, una reacción de lenta a ninguna al ensayo de dilatación y un filamento plástico medianamente rígido que se puede romper prematuramente debido a la presencia de los granos de arena. Puede ser descrita como que tiene ligera a mediana plasticidad.

7.6.5 La arcilla limosa tiene una resistencia al estado seco de mediana a alta, una reacción muy lenta o ninguna a la prueba de dilatación y un filamento plástico medianamente rígido. Puede ser descrita como que tiene de ligera a mediana plasticidad.

7.6.6 La arcilla tiene una resistencia al estado seco de alta a muy alta, ninguna reacción a la prueba de dilatación y un filamento plástico muy rígido. Puede ser descrita como que tiene una alta plasticidad.

7.6.7 El limo orgánico tiene una resistencia seca de baja a mediana, una reacción lenta a la prueba de dilatación, y un filamento plástico de débil a suave. Puede ser descrito como que tiene una ligera plasticidad.

7.6.8 La arcilla orgánica tiene una resistencia seca de mediana a muy alta, una reacción de muy lenta a ninguna a la prueba de dilatación, y un filamento plástico medianamente rígido. Puede ser descrita como que tiene una mediana a alta plasticidad.

7.7 Agregue las notas descriptivas concernientes al tamaño máximo, granulometría, porcentaje de bloques y bolones, plasticidad de los finos, color, olor, condición de humedad, consistencia, estructura, cementación, nombre local o geológico, nombre y símbolo de grupo. Sigase la lista de la Tabla No. 4.

NOTA 9.- Una descripción completa de una muestra inalterada de un limo depositado por el viento podría tomar la forma de este ejemplo. Limo arcilloso, algo de arena fina. tamaño máximo de aproximadamente 0.1 mm. Cerca de 10% de arena fina, 90% de finos ligeramente plásticos. Marrón amarillento (10YR 5/6 seco). Firme. No estratificado, pero con numerosos huecos verticales de raíces. Fuerte reacción al HCL. Loess (ML).

ASTM Designación : D2850-82

Método de Ensayo Estándar para la RESISTENCIA A LA COMPRESION NO-CONSOLIDADA NO-DRENADA DE SUELOS COHESIVOS EN COMPRESION TRIAXIAL

1.0 ALCANCE

1.1 Este método cubre la determinación de la resistencia a la compresión no-consolidada no-drenada de especímenes cilíndricos de suelos cohesivos en condiciones inalteradas, remoldeadas o compactadas, utilizando la aplicación de deformaciones controladas o esfuerzos controlados de la carga de compresión axial, donde el espécimen está sujeto a la presión de confinamiento de un fluido en una cámara triaxial. El método proporciona la medición de esfuerzos totales aplicados al espécimen, es decir, los esfuerzos no son corregidos por la presión de poros.

1.2 El ensayo proporciona datos para la determinación de las propiedades de resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos.

NOTA 1.- la determinación de la resistencia no-consolidada no-drenada de los suelos cohesivos sin confinamiento lateral está cubierta por los métodos de Ensayo D2166.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM:

D422 Método para el Análisis del tamaño de las Partículas de Suelos.

D423 Método de Ensayo para el Límite Líquido de Suelos.

D424 Método de Ensayo para el Límite Plástico e Indice de Plasticidad de Suelos.

D653 Determinaciones y Símbolos Relacionados a Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas.

D854 Método de Ensayo para la Gravedad Específica de Suelos.

D1587 Método para el Muestreo de Suelos mediante Tubo de Pared Delgada.

D2166 Métodos de Ensayo para la Resistencia a la Compresión no Confinada de Suelos Cohesivos.

D2216 Método para la Determinación en Laboratorio del Contenido de Agua (Humedad) de Suelos, Roca y Mezclas Suelo-Agregado.

D2487 Método de Ensayo para la Clasificación de Suelos con Propósitos de Ingeniería.

3.0 SIGNIFICADO Y USO

3.1 Desde que la resistencia al corte de un suelo es determinada en esta prueba en términos del esfuerzo total, es decir, el esfuerzo efectivo más la presión de poros, la resistencia depende de la presión desarrollada en el fluido de poros durante la carga. Si se permite que el líquido fluya desde o dentro de los poros de un espécimen de suelo mientras se aplica la carga, la presión de poros resultante, y por lo tanto la resistencia, difiere del caso en el que no puede ocurrir drenaje. En este método no se permite el drenaje a través de las fronteras del espécimen, en consecuencia, la resistencia medida en términos del esfuerzo total generalmente no será aplicable a problemas de campo en donde ocurra drenaje. Además, las resistencias determinadas utilizando ensayo de compresión triaxial no podrían aplicarse a casos en donde las condiciones de deformación en el campo difieran significativamente de aquellas en la prueba de compresión triaxial.

4.0 TERMINOLOGIA

4.1 Definiciones

4.1.1 Ensayo de compresión triaxial.- un ensayo en donde un espécimen cilíndrico de suelo o roca encerrado en una membrana impermeable es sometido a una presión de confinamiento y después cargado axialmente hasta la falla.

4.1.2 Esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales.- la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor en una prueba triaxial. El esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales) es igual a la carga axial aplicada al espécimen, dividida por el área de la sección transversal del espécimen, como se indica en la Sección 8. El esfuerzo principal mayor en el espécimen es igual al esfuerzo desviador más la presión de cámara, y el esfuerzo principal menor en el espécimen es igual a la presión de cámara.

4.2 Descripciones de Términos Específicos a esta Norma:

4.2.1 Falla.- los esfuerzos de falla son tomados como los esfuerzos en el espécimen, correspondientes al esfuerzo desviador máximo (diferencia de esfuerzos principales) obtenido o al esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales) al 15% de deformación axial, cualesquiera que sea obtenido primero durante la ejecución de un ensayo.

4.2.2 Resistencia a la compresión no consolidada-no drenada.- el valor del esfuerzo desviador máximo (diferencia de esfuerzos principales) durante el ensayo.

5.0 APARATOS

5.1 Dispositivos de Carga Axial.- El dispositivo de compresión axial puede ser un gato manejado por un motor eléctrico a través de un engranaje, una plataforma de balanza equipada con un yugo con gato desviador de carga, un aparato de carga muerta, un

dispositivo de carga hidráulico o neumático, o cualquier otro dispositivo de compresión con suficiente capacidad y control para proporcionar la velocidad de carga prescrita en 7.2 y 7.3. Las vibraciones debidas a la operación del dispositivo de carga deberán mantenerse al mínimo.

5.2 Dispositivo de Medición de Carga Axial.- El dispositivo de medición de carga axial puede ser un anillo de carga, una celda de carga electrónica o hidráulica, o cualquier otro dispositivo de medición de carga, capaz de producir la precisión señalada en este párrafo y puede ser una parte del dispositivo de carga axial. Para suelos con un esfuerzo desviador en la falla de menos de 1 ton/pie^2 (100 KPa), el dispositivo de medición de carga axial deberá ser capaz de medir la carga axial unitaria con una precisión de 0.01 ton/pie^2 (1KPa); para suelos con un esfuerzo desviador en la falla de 1 ton/pie² o más, el dispositivo de medición de carga axial deberá ser capaz de medir la carga axial con una precisión del 1% de la carga axial en la falla.

5.3 Dispositivo de Mantenimiento y Medición de la Presión de Celda.- El dispositivo de mantenimiento y medición de la presión de celda deberá ser capaz de aplicar y controlar la presión de celda dentro de ± 0.01 ton/pie² (1 KPa) para presiones de celda menores de 2 ton/pie² (200 KPa) y dentro de ± 1% para presiones de celda mayores que 2 ton/pie² (200 KPa). Este dispositivo puede consistir de un reservorio conectado a la celda triaxial y llenado parcialmente con el fluido de celda (usualmente agua), con la parte superior del reservorio conectado a un surtidor de aire comprimido, la presión del gas siendo controlada por un regulador de presión y medida por un manómetro, transductor de presión electrónico o cualquier otro dispositivo capaz de medir con la tolerancia prescrita. Sin embargo, también puede utilizarse un sistema hidráulico activado por una carga muerta actuando sobre un pistón, o cualquier otro dispositivo de mantenimiento y medición de presión capaz de aplicar y controlar la presión de celda a la tolerancia prescrita en este párrafo.

5.4 Celda de Compresión Triaxial.- Se deberá proveer un aparato en el que el espécimen cilíndrico, encerrado por una membrana sellada en la tapa y en la base del espécimen, pueda ser colocado y sujeto a una presión hidrostática constante. El aparato deberá incluir un buje y pistón alineados con los ejes del espécimen, a través de los cuales la carga del dispositivo de carga axial pueda ser transmitida al espécimen, para que este espécimen sea comprimido axialmente entre la tapa y la base. El buje y el pistón deberán ser diseñados para producir fricción mínima.

5.5 Tapa y Base del Espécimen.- Deberán usarse una tapa y base impermeable y rígida para impedir el drenaje del espécimen. La tapa y la base del espécimen deberán ser construidas de un material impermeable anticorrosivo, y cada una deberá tener una superficie plana circular de contacto con el espécimen y una sección transversal circular. El peso de la tapa del espécimen deberá ser menor del 0.5% de la carga axial aplicada en la falla. El diámetro de la tapa y de la base deberá ser igual al diámetro del espécimen. La base del espécimen deberá ser acoplada a la celda de compresión triaxial, para impedir el movimiento lateral o el volteo, y la tapa del espécimen deberá ser diseñada para recibir el pistón, de tal manera que el área de contacto del pistón y la tapa sea concéntrica con la tapa. La superficie cilíndrica de la tapa y la base del espécimen que contacta la membrana para formar un sello deberá ser lisa y libre de ralladuras.

5.6 Indicador de Deformación.- El indicador de deformación deberá ser un dial indicador graduado a 0.001 pulg. (0.03 mm), teniendo un rango de al menos el 20% de la altura inicial del espécimen de prueba, u otro dispositivo de medición que cumpla estos requerimientos de precisión y rango.

5.7 Membranas de Caucho.- La membrana de caucho utilizada para encerrar el espécimen

deberá proveer una protección confiable contra las fugas. Las membranas deberán ser examinadas cuidadosamente antes de usarse, y si son evidentes algunos defectos o agujeros, la membrana deberá ser descartada. A fin de ofrecer la mínima restricción al espécimen, el diámetro de la membrana extendida deberá estar entre el 75 y 90% del diámetro del espécimen. El espesor de la membrana no excederá el 1% del diámetro del espécimen. La membrana deberá estar selladas en la base y la tapa del espécimen, con anillos de caucho "o rings", para los cuales el diámetro interior no esforzado es menor del 75% del diámetro de la base y la tapa, o por otros métodos que producirán un sello positivo. Una ecuación para corregir el esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales) por efecto de la resistencia de la membrana, está dada en 8.5.

5.8 Extractor de Muestra.- El extractor de muestra deberá ser capaz de extraer el testigo de suelo del tubo muestreador en la misma dirección del recorrido de la muestra en el tubo y con perturbación mínima de la muestra. Si la muestra de suelo no se extrae verticalmente, deberá tomarse cuidado de evitar esfuerzo de flexión en el testigo debido a la gravedad. Las condiciones al tiempo de la remoción de la muestra pueden dictaminar la dirección de la remoción , pero el objetivo principal es mantener el mínimo el grado de perturbación.

5.9 Dispositivos de Medición del Tamaño del Espécimen.- Los dispositivos usados para medir la altura y el diámetro del espécimen deberán ser capaces de medir con aproximación al 0.01 pulg. (0.3 mm) y deberán ser construidos de tal modo que su uso no altere al espécimen.

5.10 Cronómetro.- Un dispositivo de regulación de tiempo indicando el tiempo de prueba transcurrido con aproximación a 1 seg. deberá ser usado para establecer la velocidad de aplicación de esfuerzo o deformación prescritos en 7.2 y 7.3.

5.11 Dispositivo para Pesado.- El dispositivo para pesado deberá ser apropiado para pesar especímenes de suelo. Especímenes de menos de 100 gramos serán pesados con aproximación a 0.01 gramos, mientras que especímenes de 100 gramos o más, serán pesados con aproximación a 0.1 gramos.

5.12 Aparatos Diversos.- Accesorios y herramientas de tallado de especímenes, un expansor de membrana, aparato de remoldeo, latas de contenido de humedad (agua), y hojas de datos como sean requeridos.

6.0 ESPECIMEN DE PRUEBA

6.1 Tamaño del Especimen.- Los especímenes deberán tener un diámetro mínimo de 1.3 pulg (33 mm) y la partícula más grande contenida dentro del especimen de prueba deberá ser menor que un décimo del diámetro del especimen. Para especímenes que tienen un diámetro de 2.8 pulg (71 mm), o más, el tamaño de partícula más grande deberá ser menor de un sexto del diámetro del especimen. Si después de terminar un ensayo se encuentra que partículas de mayor tamaño están presentes, indique esta información en el reporte de datos. la relación altura-diámetro deberá estar entre 2 y 3. Medir la altura y el diámetro del especimen con aproximación a 0.01 pulg (0.3 mm).

6.2 Especímenes Inalterados.- Prepare especímenes inalterados de muestras inalteradas

grandes o de muestras obtenidas de acuerdo con el Método de Ensayo D1587 u otros procedimientos aceptables de muestras inalteradas en tubo. Especímenes obtenidos por muestreo en tubería pueden ser ensayados sin tallado, excepto para fines de conformación de los extremos, siempre que las características del suelo sean tales que no resulten en perturbación significativa del muestreo. maneje cuidadosamente los especímenes para minimizar alteraciones, cambios en sección transversal, o pérdida del contenido de humedad. Si compresión o algún tipo de alteración notable sería causada por el dispositivo de extracción, divida el tubo de ensayo longitudinalmente o córtelo en pequeñas secciones para facilitar la remoción del especimen con alteración mínima. Prepare especímenes tallados, siempre que sea posible, en un ambiente donde los cambios de humedad del suelo no excedan del 0.1%. Un cuarto de alta humedad controlada es usualmente utilizado para este propósito. Los especímenes deberán ser de una sección transversal circular uniforme con extremos perpendiculares al eje del especimen. Donde pequeñas piedras o desmoronamientos resulten en irregularidad excesiva en los extremos, empaquete suelo de los excesos de tallado en las irregularidades, para producir la superficie deseada. Como una alternativa, los especímenes pueden ser capeados con un espesor mínimo de mortero de París, hidrostone o material similar. Donde las condiciones de ensayo permitan, un torno vertical acomodando la muestra total puede ser usado como ayuda para tallar el especimen al diámetro requerido. Determine el peso del especimen de ensayo. El especimen deberá estar encerrado en la membrana de caucho y la membrana sellada a la base y a la tapa del especimen inmediatamente después de la preparación.

6.3 Especímenes Remoldeados.- Prepare primero el especimen inalterado fallado, todavía encerrado en la membrana de caucho y montado en la base del especimen con los dedos, y luego reformado el especimen, colocando un molde alrededor de éste y presionando sobre la tapa del especimen hasta que éste llene el molde apropiadamente. El molde deberá tener dimensiones tales que las dimensiones del espécimen remoldeado serán iguales a las del especimen inalterado. A fin de obtener una densidad uniforme, para remoldear a la misma relación de vacíos del especimen inalterado y para preservar el contenido de humedad (agua) natural del suelo, se debe evitar el atrapar aire en el especimen.

6.4 Especímenes Compactados.- Prepare por compactación material alterado en por lo menos 6 capas usando una operación de presión o amasado en un molde de sección transversal circular que tenga las dimensiones que indican los requerimientos de la Sección 6.1. Los especímenes pueden ser preparados a cualquier contenido de humedad (agua) y densidad predeterminados por ya sea: (1) amasado o apisonamiento de cada tapa hasta que el peso acumulado del suelo colocado en el molde esté compactado a un volumen conocido ó (2) ajustando el número de capas, el número de apisonados por capa; y la fuerza por apisonado. El pisón usado para compactar el material deberá tener un área de contacto con el suelo menor que un sexto del área del molde. Después de formado el especimen, con los extremos perpendiculares al eje longitudinal, remueva el molde y determine el peso del especimen de ensayo. Si se requiere, los especímenes compactados deben ser humedecidos antes de la prueba. La anotaciones sobre el humedecimiento deben ser hechas en el reporte de los datos de la prueba.

7.0 PROCEDIMIENTO

7.1 Con el especimen encerrado en la membrana de caucho, la cual está sellada a la tapa y a la base del especimen y ubicado en la celda, ensamble la celda triaxial. LLeve el pistón de carga axial en contacto con la tapa del especimen varias veces, para permitir

el asentamiento y alineamiento apropiado del pistón con la tapa. Durante este procedimiento, cuide de no aplicar al especimen un esfuerzo desviador que exceda del 0.5% de la resistencia a la compresión estimada. Si el peso del pistón es suficiente para aplicar un esfuerzo desviador que exceda del 0.5% de la resistencia a la compresión estimada, el pistón deberá estar fijado por encima de la tapa del especimen después de chequear el asentamiento y el alineamiento y dejarlo fijado hasta la aplicación de la presión de la celda. Coloque la celda en posición en el dispositivo de carga axial. Cuide la alineación del dispositivo de carga axial, el dispositivo de medición de carga axial, y la celda triaxial, para prevenir la aplicación de una fuerza lateral al pistón durante la prueba. Fije el dispositivo de mantenimiento y medición de presión, y se usa un líquido de confinamiento, llene la celda hasta un nivel predeterminado. Ajuste el dispositivo de mantenimiento y medición de presión, a la presión de la celda deseada, y aplique la presión al fluido de la celda. Si el dispositivo de medición de la carga axial es colocado afuera de la celda triaxial, la presión de la celda producirá sobre el pistón una fuerza hacia arriba que reaccionará contra el dispositivo de carga axial. En este caso comience la prueba con el pistón ligeramente sobre la tapa del especimen y antes que el pistón esté en contacto con la tapa del especimen, mida y registre la fricción inicial del pistón y empuje hacia arriba producido por la presión de la celda y después corrija la carga axial medida, o ajuste el dispositivo de medición de carga axial para compensar por la fricción y el empuje. Si el dispositivo de medición de carga axial es colocado dentro de la celda, no será necesario corregir o compensar por la fuerza de levantamiento actuante sobre el dispositivo de carga axial o por la fricción del pistón. En ambos casos requiere la lectura inicial de indicador de deformación cuando el pistón contacte la tapa del espécimen.

7.2 Usando Deformaciones Controladas.- Aproximadamente 10 minutos después de la aplicación de la presión de celda (Nota 2), comience a aplicar la carga axial, de modo de producir deformaciones axiales a una velocidad de aproximadamente 1%/minuto para materiales plásticos y 0.3%/minuto para materiales frágiles que consigan un esfuerzo desviador máximo a aproximadamente 3 a 6% de la deformación. A estas velocidades, el tiempo transcurrido para llegar al esfuerzo desviador máximo será de aproximadamente 15 a 20 minutos. Registre los valores de la carga-deformación para: 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 y 0.5% de la deformación; luego para incremento del 0.5% de deformación hasta 3% ; y posteriormente para cada 1%. Tome las lecturas suficientes para definir la curva esfuerzo-deformación; por ello, un mayor número de lecturas podrían ser necesarios en las etapas de la prueba, así como cuando se aproxima la falla. Continúe la carga hasta el 15% de la deformación, excepto que la carga pueda suspenderse cuando el esfuerzo desviador haya descendido hasta el 20% o cuando el 5% de la deformación axial ocurre después de un pico máximo en el esfuerzo desviador.

NOTA 2.- El propósito de este intervalo de tiempo es permitir al especimen estabilizarse bajo la presión de celda antes de la aplicación de la carga axial.

7.3 Usando Esfuerzos Controlados:

7.3.1 Incremento de Carga.- Antes de la prueba, estime la carga axial de falla del espécimen. Esta estimación puede ser hecha en base a la experiencia con material similar o a través del uso de un dispositivo de corte o penetración sobre una porción no utilizada de muestra. Aproximadamente a 10, minutos después de la aplicación de la presión de celda, coloque una carga axial inicial sobre el especimen, igual a un décimo o a un quinceavo de la carga axial de falla estimada. Lea el dial de deformación cada 0.5 minutos. Cuando el cambio de la velocidad del dial de deformación sea menor que 0.01 pulg (0.3 mm) en 1 minuto, coloque otro incremento de carga sobre el especimen igual al incremento de carga precedente. Repita este proceso hasta la falla o

hasta el 15% de la deformación axial. El incremento de carga puede ser dividido en la mitad para las dos o tres cargas finales, para definir más completamente la curva esfuerzo-deformación cerca a la falla. Lea y registre la deformación previa a cada incremento de carga. Si llegara a ser obvio durante el desarrollo de la prueba que más de 15 ó menos de 10 incremento de carga serán requeridos para que falle el especimen, ajuste los incremento de carga convenientemente.

7.3.2. Velocidad de Esfuerzos Controlada.- Estime la resistencia a la compresión del especimen antes de la prueba. Aproximadamente 10 minutos después de la aplicación de la presión de celda, comience a aplicar la carga axial a una velocidad constante tal que el esfuerzo desviador máximo será desarrollado en aproximadamente 15 minutos. Lea y registre los valores de carga y deformación a valores de deformación iguales a los dados en 7.2. Detenga la carga del especimen al 15% de la deformación o cuando el esfuerzo desviador haya descendido al 20% o cuando el 5% de la deformación ocurra después de un pico máximo del esfuerzo desviador.

7.4 Determine el contenido de humedad del especimen de prueba, de acuerdo con el procedimiento señalado en el Método D2216, usando el especimen completo a una total del espécimen.

8.0 CALCULOS

8.1 Calcule la deformación axial, ε, para una carga axial aplicada dada, como sigue:

$$\varepsilon = \Delta L / L_o$$

donde:

ΔL = cambio en la longitud del especimen como se lee en el indicador de deformación, y

L_o = longitud inicial del especimen de prueba L cuando el pistón contacta con la tapa del especimen.

8.2 Calcule el área promedio de la sección transversal, A, para una carga axial aplicada dada como sigue:

$$A = A_o / (1 - \varepsilon)$$

donde:

Ao = área inicial promedio de la sección transversal del especimen, y

ε = deformación axial para la carga axial dada.

8.3 Calcule el esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales), σ_1-σ_3, para una carga axial aplicada como sigue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = P / A$$

donde:

P = carga axial aplicada dada (corregida por levantamiento y fricción del pistón, si se requiere) (ver sección 7.1), y

A = área de sección transversal promedio correspondiente.

8.4 Curva Esfuerzo - Deformación.- Prepare un gráfico que muestre la relación entre el esfuerzo desviador (diferencia de esfuerzos principales) y la deformación axial, graficando el esfuerzo desviador como ordenada y la deformación axial como abscisa. Seleccione la resistencia a la compresión y la deformación axial en la falla, de acuerdo con las deformaciones de 4.2.1 y 4.2.2.

8.5 Corrección por Resistencia de la Membrana de Caucho.- La ecuación siguiente puede ser usada para corregir la resistencia a la compresión por efecto de la membrana de caucho, si el error en el esfuerzo desviador debido a la resistencia de membrana excede al 5%:

$$\Delta (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{4 M_\varepsilon (1 - \varepsilon)}{D_o}$$

donde:

$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ = la corrección a ser substraída de resistencia a la compresión medida.

D_o = diámetro inicial del especimen,

M_ε = módulo de compresión de la membrana, y

ε = deformación axial.

El módulo de compresión de la membrana puede ser determinado mediante la suspensión de una longitud de 0.5 pulg de la membrana sobre una varilla delgada, colocando otra varilla a lo largo de la base de la membrana suspendida y midiendo la fuerza por unidad de deformación al extender la membrana. En pruebas de suelos muy blandos, el efecto de la membrana puede ser significativo; sin embargo, para la mayoría de los suelos ensayados usando membranas como se prescribe en 5.7, la corrección es insignificante y puede ser ignorada.

8.6 Calcule los esfuerzos principales mayor y menor en la falla como sigue:

Esfuerzo principal menor, σ_3 = presión de celda, y

Esfuerzo principal mayor, σ_1 = esfuerzo desviador en la falla más la presión de celda.

9.0 REPORTE

9.1 El reporte deberá incluir lo siguiente:

9.1.1 Identificación y descripción visual del especimen, incluyendo nombre del suelo, símbolo, si el especimen es inalterado, remoldeado o compactado, etc.

9.1.2 Peso específico inicial seco, contenido de humedad (agua), y grado de saturación (si está humedecido, anotar el grado de saturación alcanzado).

9.1.3 Altura y diámetro del especimen.

9.1.4 El valor de la resistencia a la compresión y los valores de los esfuerzos principales menor y mayor en la falla.

9.1.5 Curva esfuerzo-deformación como se describe en 8.4.

9.1.6 Deformación axial en la falla, %,

9.1.7 Velocidad promedio de deformación axial a la falla, porcentaje por minuto, y si fue usado un procedimiento de control de deformación o de control de esfuerzo, y

9.1.8 Observaciones; anotar cualquier condición inusual u otra información que sería necesario considerar para interpretar apropiadamente los resultados obtenidos.

10.0 PRECISION Y EXACTITUD

10.1 Los especímenes de suelo inalterado de depósitos homogéneos en la misma ubicación frecuentemente presentan diferencias significativas en las propiedades de resistencia y esfuerzo deformación. No existe un método disponible en la actualidad para evaluar la precisión de un grupo de ensayos de compresión triaxial de especímenes inalterados, debido a la variabilidad de los especímenes.

10.2 No se ha desarrollado un material de ensayo adecuado ni un método de preparación del especimen para la determinación de las varianzas de laboratorio, debido a la dificultad en producir idénticos especímenes de suelo cohesivo. No están disponibles estimaciones de precisión para este método de ensayo.

ASTM Designación : D3080-72

Método Estándar para el
ENSAYO DE CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS

1.0 OBJETIVO

1.1 Este método describe procedimientos para determinar la resistencia al corte consolidado drenado de un suelo en corte directo. El ensayo puede ser conducido en corte simple o corte doble, como se muestra en la Figura 1. La prueba de corte directo es adecuada para un ensayo consolidado drenado porque las trayectorias de drenaje a través del espécimen de ensayo son cortas, permitiendo por esto que los excesos de las presiones de poro sean disipados bastante rápidamente. El ensayo puede ser hecho sobre todo tipo de suelos y sobre muestras inalteradas o remoldeadas (ver 6.4 para la relación del tamaño de partícula del espécimen).

1.2 Los resultados del ensayo son aplicables a situaciones de campo donde la consolidación completa ha ocurrido bajo la sobrecarga existente, y la falla es alcanzada lentamente de modo tal que los excesos de presiones de poro son disipados. El ensayo también es útil para determinar la resistencia al corte a lo largo de planos débiles reconocibles dentro del material de suelo.

1.3 El ensayo no es adecuado para el desarrollo de relaciones exactas de esfuerzos - deformación del especimen de prueba, debido a la distribución no uniforme de los desplazamientos y esfuerzos de corte. La baja velocidad de los desplazamientos permite la disipación del exceso de presiones de poro, pero también permite el flujo plástico de suelos cohesivos blandos. Se deberá tener cuidado para que las condiciones de ensayo representen aquellas que están siendo investigadas.

1.4 Los valores establecidos en unidades pulgada-libra serán considerados como los estándar.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM:

D2435 Método de Ensayo para Propiedades de Consolidación Unidimensional de Suelos.

3.0 RESUMEN DEL METODO

3.1 El método consiste de (a) colocación del especimen de ensayo en el dispositivo de corte directo, (b) aplicación de un esfuerzo normal predeterminado, (c), provisión de drenaje o humedecimiento del especimen de ensayo, (d) consolidación del especimen bajo el esfuerzo normal, (e) abrir los pórticos que sujetan el especimen de ensayo, y (f) aplicación de una fuerza tangencial para cortar el especimen (Figs. 1 y 2). Generalmente son ensayados tres o más especímenes, cada uno bajo un esfuerzo normal diferente para determinar sus efectos sobre la resistencia al corte y desplazamiento. El rango de esfuerzos normales deberá ser apropiado para las condiciones del suelo siendo investigado.

4.0 APARATOS

4.1 Dispositivo de Corte, un dispositivo para sujetar el especimen firmemente entre dos piedras porosas, de modo tal que no se pueda aplicar torque al especimen. El dispositivo de corte deberá suministrar medios para aplicar un esfuerzo normal a las caras del especimen, para medir el cambio en el espesor del especimen, para permitir el drenaje de agua a través de las piedras porosas, y para sumergir al especimen en agua. El dispositivo deberá ser capaz de aplicar una fuerza tangencial para cortar el especimen a lo largo de un plano de corte predeterminado (corte simple) o planos de corte (corte doble) paralelos a las caras del especimen. Los pórticos que sujetan al especimen deberán ser lo suficientemente rígidos para prevenir su distorsión durante el corte. Las diferentes partes del dispositivo de corte deberán ser hechas de un material no sujeto a la corrosión por sustancias dentro del suelo o la humedad del suelo.

4.2 Piedras Porosas, las piedras porosas deberán consistir de carburo de silicio, óxido de aluminio o un metal que no sea susceptible a la corrosión por las sustancias del suelo o la humedad del suelo. El tamaño conveniente de los poros de la piedra depende del suelo a ser ensayado. La piedra deberá ser lo suficientemente gruesa para desarrollar una trabazón adecuada con el especimen y lo suficientemente fina para prevenir la intrusión excesiva del suelo dentro de los poros. Criterios exactos para esto no han sido establecidos. para ensayos normales de suelos, piedras de tamaño medio con una permeabilidad aproximada de 0.5 a 1 mm/seg. son apropiados.

4.3 Dispositivos de Carga:

4.3.1 Dispositivo para aplicar la fuerza normal, capaz de aplicar la fuerza especificada rápidamente, sin exceder ésta, y capaz de mantenerla con una precisión de ± 1% durante la duración del ensayo.

4.3.2 Dispositivo para aplicar la fuerza de corte. Las capacidades dependerán de si se realizará un ensayo de desplazamiento controlado o de esfuerzo controlado. El primero es preferido generalmente, porque se puede determinar tanto el esfuerzo último como el esfuerzo máximo. El equipo de desplazamiento controlado deberá ser capaz de cortar el especimen a una velocidad uniforme de desplazamiento, con menos de ± 10% de desviación, y deberá permitir el ajuste de la velocidad de desplazamiento sobre un rango relativamente amplio. La velocidad

depende de las características de consolidación de los suelos (ver 7.3). La velocidad se mantiene usualmente con un motor y una caja de transmisión y la fuerza de corte se determina por un dispositivo de indicación de carga, tal como un anillo de carga. El equipo de esfuerzo controlado, si es usado, deberá ser capaz de aplicar la fuerza de corte en incrementos al especimen de la misma manera y al mismo grado de precisión que el descrito en 4.3.1.

4.4 Cuarto Húmedo, para almacenar las muestras, así como para preparar las muestras, donde las pérdidas de humedad durante la preparación no excedan del 0.5%.

4.5 Anillo de Tallado o de Corte, para tallar muestras sobredimensionadas a las dimensiones interiores de la caja de corte con un mínimo de perturbación. Un montaje exterior puede ser necesario para mantener la sucesión de anillos, dos o tres, en alineamiento axial.

4.6 Balanzas, sensible al 0.1 g ó a 10.1% de la masa del especimen.

4.7 Indicador de Deformación.- para medir el cambio en el espesor del especimen de ensayo, con una sensibilidad de 0.0001 pulgadas (0.002 mm) y para medir desplazamiento con una sensibilidad de 0.001 pulgadas (0.02 mm).

4.8 Horno de Secado, que pueda ser mantenido en 230 ± 9°F (110 ± 5°C).

4.9 Envase de humedad de la muestra,

4.10 Equipo para remoldear o compactar los especímenes,

4.11 Equipos Diversos, incluyendo cronómetro con segundero, agua destilada o desmineralizada, espátulas, cuchillos, regla de borde recto, sierras de alambre, etc. utilizados en la preparación de la muestra.

5.0 ESPECIMEN DE ENSAYO

5.1 Si se usa una muestra inalterada, ésta deberá ser lo suficientemente grande para proporcionar un mínimo de tres especímenes idénticos. Prepare los especímenes de modo que las pérdidas de humedad sean insignificantes. Talle los especímenes sobredimensionados al diámetro interior del dispositivo de corte directo y a la longitud del tallador. Se deberá tener cuidado extremo en la preparación de los especímenes inalterados de suelos sensibles, para evitar la perturbación de su estructura natural. Determine la masa inicial del especimen para su uso subsecuente en la determinación del contenido de humedad inicial.

5.2 Si se usan especímenes de suelo compactado, éstos deberán ser compactados a las condiciones de humedad-densidad deseados. Ellos pueden ser compactados directamente en el dispositivo de corte, en un molde de iguales dimensiones y extraídos al dispositivo de corte o un molde más grande y tallados como en 5.1.

5.3 El diámetro mínimo para especímenes circulares, o el ancho mínimo para especímenes rectangulares, deberá ser de alrededor de 2 pulgadas (50 mm).

NOTA 1.- El diámetro de los especímenes de ensayo inalterados, cortados de muestras tubulares, deberá ser al menos 1/4 pulg. (5 mm), menor que el diámetro del tubo de muestreo para minimizar la perturbación causada por el muestreo.

5.4 Los espesores de los especímenes deberán ser de alrededor de 0.5 pulg. (12.5 mm), pero no menores que seis veces el diámetro máximo del grano.

5.5 La relación mínima diámetro-espesor del especimen circular deberá ser 2:1. Para especímenes cuadrados o rectangulares, la relación mínima de ancho a espesor deberá ser también de 2:1.

6.0 CALIBRACION

6.1 Ensamble el dispositivo de corte directo simple con un disco de calibración metálico de un espesor igual al especimen de ensayo deseado y alrededor de 5 mm más pequeño en diámetro.

NOTA 2.- El dispositivo de corte doble requerirá dos discos de calibración.

6.2 Aplique la fuerza normal igual a aquella considerada a ser usada en el ensayo y posicione el indicador de desplazamiento normal. Ajuste este indicador de modo que pueda ser usado para medir ya sea la consolidación o el hinchamiento de la lectura del disco de calibración.

6.3 Registre la lectura del indicador de desplazamiento normal para referencia futura en la determinación del espesor del especimen de ensayo y la compresión dentro del mismo aparato.

6.4 Remueva el disco de calibración.

NOTA 3.- Son aceptables otros métodos igualmente precisos para calibrar el aparato.

7.0 PROCEDIMIENTO

7.1 Ensamble la caja de corte con los pórticos de carga alineados y fijos en posición. Una ligera capa de grasa entre los pórticos asegurará la estanquidad durante la consolidación y reducirá la fricción durante el corte. Separadores de fluorcarbón TFE, o superficies cubiertas de fluo-carbón TFE pueden también ser usados para reducir la fricción durante el corte. Inserte cuidadosamente el especimen de ensayo. Conecte los dispositivos de carga. Posicione o active, o ambos, los indicadores de desplazamiento para medir la deformación de corte y los cambios en el espesor del especimen. Determine el espesor inicial del especimen.

NOTA 4.- La decisión de humedecer las piedras porosas de la inserción del especimen y antes de la aplicación de la fuerza normal depende del problema en estudio. Para muestras inalteradas obtenidas bajo la napa freática, las piedras porosas son usualmente humedecidas. Para suelos expansivos, el humedecimiento deberá probablemente seguir a la aplicación de la fuerza normal para evitar el hinchamiento, no representativo de las condiciones de campo.

7.2 Consolide cada especimen de ensayo bajo la apropiada fuerza normal. Tan pronto como sea posible después de aplicar la fuerza normal inicial, llene el reservorio de agua hasta un punto por encima de la parte superior del especimen. Mantenga este nivel de agua durante la consolidación y las fases subsecuentes de corte, de modo tal que en todo momento el especimen esté efectivamente sumergido. Permita al especimen drenar y consolidar bajo una fuerza normal deseada o incrementos de ésta antes del corte. Durante el proceso de consolidación, registre las lecturas del desplazamiento normal antes de que cada incremento de fuerza normal sea aplicado y a tiempos apropiados (ver Método de Ensayo D2435). Grafique las lecturas del desplazamiento normal versus el tiempo transcurrido. Mantenga cada incremento de fuerza normal hasta que la consolidación primaria esté completa. El incremento final deberá igualar a la fuerza normal previamente desarrollada y deberá producir el esfuerzo normal especificado.

NOTA 5.- la fuerza normal usada para cada uno de los tres o más especímenes dependerá de la información requerida. La aplicación de la fuerza normal en un incremento puede ser apropiada para suelos relativamente firmes. Sin embargo, para suelos relativamente blandos, varios incrementos pueden ser necesarios para evitar el daño al especimen. El incremento inicial dependerá de la resistencia y sensibilidad del suelo. Esta fuerza no deberá ser tan grande como para expulsar al suelo fuera del dispositivo.

7.3 Corte del especimen. Después que la consolidación está completa, abra los pórticos y sepárelos ligeramente (aproximadamente 0.01 Pulg.) (0.25 mm), de modo tal que el especimen puede ser cortado. Aplique la fuerza de corte y corte el especimen lentamente, para asegurar la disipación completa del exceso de presión de poros. La siguiente guía para determinar el tiempo total transcurrido hasta la falla puede ser útil para determinar la velocidad de carga:

$$\text{Tiempo a la falla} = 50\ t_{50}$$

donde:

t_{50} = Tiempo requerido para que el especimen alcance el 50% de la consolidación bajo la fuerza normal.

Es un ensayo de desplazamiento controlado, la velocidad del desplazamiento puede ser determinada aproximadamente dividiendo la deformación estimada de corte al máximo esfuerzo de corte por el tiempo calculado para la falla. Continúe el ensayo hasta que el esfuerzo de corte se haga esencialmente constante o hasta que una deformación de corte del 10% del diámetro original haya sido alcanzada. En un ensayo de esfuerzo controlado, empiece con incrementos de la fuerza de corte iguales aproximadamente al 10% del máximo estimado. Permita al menos el 95% de consolidación antes de aplicar el siguiente incremento. Cuando haya sido aplicada al especimen el 50% al 70% de la fuerza de falla estimada, reduzca el incremento a la mitad del tamaño inicial o 5% del esfuerzo de corte máximo estimado. Cuando se acerca la falla, use una serie de incrementos iguales a un cuarto del incremento inicial. Registre la fuerza de corte aplicada y las deformaciones normal y tangencial en intervalos convenientes. Sería preferible una aplicación continua de la fuerza de corte.

7.4 Al final del ensayo, saque el íntegro del especimen de la caja de corte, séquelo en el horno y péselo para determinar la masa de sólidos.

8.0 CALCULO

8.1 Calcule lo siguiente:

8.1.1 Contenido inicial de humedad.

8.1.2 Densidad inicial seca y húmeda.

8.1.3 Datos de esfuerzo de corte.

8.1.4 Relación de vacíos antes y después de la consolidación y después de la prueba de corte, si se desea, y

8.1.5 Los grados de saturación inicial y final, si se desea.

9.0 REPORTE

9.1 El reporte deberá incluir lo siguiente:

9.1.1 Descripción del tipo de dispositivo de corte usado en el ensayo.

9.1.2 Identificación y descripción de la muestra, incluyendo si el suelo es inalterado, remoldeado, compactado o preparado de otra manera, y anotar cualquier característica no usual como su estratificación.

9.1.3 Contenido inicial de humedad.

9.1.4 Densidad húmeda inicial.

9.1.5 Densidad seca inicial.

9.1.6 Espesor inicial.

9.1.7 Todos los datos básicos del ensayo, incluyendo esfuerzos normales, desplazamientos de corte y los valores correspondientes de la resistencia al corte, y los cambios de espesor del espécimen.

9.1.8 Gráfico del esfuerzo de corte máximo versus el esfuerzo normal. Para cada especimen de ensayo, un gráfico del esfuerzo de corte y el cambio del espesor del especimen versus el desplazamiento de corte, y

9.1.9 Desviaciones del procedimiento esbozado, tales como secuencias especiales de carga o requerimientos especiales de humedecimiento.

NOTA.- Para este aparato específico, la estructura inferior está fija. La estructura superior puede ser movida tanto horizontal como verticalmente. No hay espacio entre las estructuras durante la consolidación. Inmediatamente antes del corte, la estructura superior es levantada ligeramente. En general, una estructura está fija en la dirección del corte. Esta puede ser tanto la estructura superior como la inferior.

ASTM Designación : D3282

Práctica Estándar Recomendada para
LA CLASIFICACION DE SUELOS Y MEZCLAS SUELO-AGREGADO PARA PROPOSITOS DE CONSTRUCCION DE CARRETERAS

1.0 ALCANCE

1.1 Esta práctica recomendada describe un procedimiento para clasificación de suelos minerales y orgánico-minerales en siete grupos, basado en la determinación en el laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice plástico. Puede ser utilizado cuando se requiere una clasificación precisa de ingeniería, especialmente para propósito de construcción de carreteras. La evaluación de los suelos dentro de cada grupo es realizado por medio de un Indice de Grupo, el cual es un valor calculado de una fórmula empírica.

NOTA 1.- La clasificación de grupo, incluyendo el índice de grupo, debería ser útil en la determinación de la calidad relativa del material del suelo para uso en trabajos de estructuras de tierra, particularmente terraplenes, subrasantes, sub-bases y bases. Sin embargo, para el diseño detallado de estructuras importantes, información adicional con relación a las características de resistencia o comportamiento del suelo bajo condiciones de campo será usualmente requerido.

2.0 DOCUMENTACION APLICABLE

D-420 Práctica recomendada para la investigación y el muestreo de suelos y rocas con propósitos de ingeniería.

D-421 Preparación seca de muestras de suelos para análisis del tamaño de partículas y determinación de constantes del suelo.

D-422 Análisis del tamaño de partículas del suelo

D-423 Ensayo del límite líquido de suelos

D-424 Ensayo del límite plástico e índice plástico de suelos.

D-653 Definición de términos y símbolos relativos a mecánica de suelos y rocas.

D-1140 Ensayo de cantidad de material en suelos más fino que la malla N° 200 (75 um)

D-1452 Práctica para la investigación y el muestreo del suelo mediante sondajes tipo Auger

D-1587 Muestreo de suelos con el tubo de pared delgada

D-1586 Ensayo de penetración y muestreo de suelos con el muestreador de Caña Partida.

D-2217 Preparación húmeda de muestras de suelos para análisis del tamaño de partículas y determinación de constantes del suelo.

3.0 DEFINICIONES

3.1 Los siguientes términos son utilizados frecuentemente en esta norma. Las definiciones presentadas a continuación difieren ligeramente de las dadas en definiciones ASTM D-653, pero son utilizadas aquí para mantener consistencia con términos usados comúnmente en carreteras.

3.1.1 Bolones-fragmentos de rocas, usualmente redondeados por intemperismo o abrasión, que serán retenidos en la malla de 3 pulg. (75 mm)

3.1.2 Grava-partículas de roca que pasan la malla de 3 pulg (75 mm) y son retenidas en la malla N° 10 (2 mm).

3.1.3 Arena gruesa-partículas de roca o suelo que pasan la malla N° 10 (2 mm) y son retenidos en la malla N° 40 (425 um).

3.1.4 Arena fina-partículas de roca o suelo que pasan la malla N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en la malla N° 200 (75 um).

3.1.5 Limo-arcilla (limo y arcilla combinados) suelo fino y partículas de roca que pasan la malla N° 200 (75 um)

3.1.5.1 Limo-material de grano fino que tiene un índice plástico de 10 ó menos.

3.1.5.2 Arcilla-material de grano fino que tiene un índice plástico de 11 ó más.

4.0 APARATOS

4.1 Aparatos para la preparación de muestras, vea el método D-421 o el método D-2217.

4.2 Aparatos para el análisis del tamaño de partículas, vea el método D-1140 y el método D-422.

4.3 Aparatos para el ensayo de límite líquido, vea el método D-423.

4.4 Aparatos para el ensayo de límite plástico, vea el método D-424.

5.0 MUESTREO

5.1 Conduzca investigaciones de campo y muestreo, de acuerdo con uno o más de los siguientes procedimientos:

5.1.1 Práctica recomendada D-420

5.1.2 Método D-1452

5.1.3 Método D-1586

5.1.4 Método D-1587

6.0 MUESTRA DE ENSAYO

6.1 Las muestras de ensayo deberán representar la porción de la muestra de campo más fina que la malla de 3 pulg (75 mm) y deberán ser obtenidas como sigue:

6.1.1 Secar al aire la muestra de campo

6.1.2 Pesar la muestra de campo

6.1.3 Separar la muestra de campo en dos fracciones a través de la malla de 3 pulg (75 mm)

6.1.4 Pesar la fracción retenida en la malla de 3 pulg (75 mm). Calcular el porcentaje de material mayor que 3 pulg en la muestra de campo, y anotar este porcentaje como información auxiliar, y

6.1.5 Mezclar completamente la fracción que pasa la malla de 3 pulg (75 mm) y seleccionar la muestra de ensayo.

NOTA 2.- Si el examen visual indica que no hay presencia de material del tamaño de bolones, omitir 6.1.

6.2 Preparar la muestra de ensayo de acuerdo con el método D-421 o el método D-2217. Determine el porcentaje de la muestra más fina que la malla N° 10 (2 mm).

NOTA 3.- Se recomienda que el método para la preparación húmeda debe ser utilizado en suelos que contengan materia orgánica o coloides minerales irreversibles.

7.0 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

7.1 Determine el porcentaje de la muestra de ensayo más fino que la malla n° 200 (75 um), de acuerdo al método D-1140 o el método D-422.

NOTA 4.- Para materiales granulares, el porcentaje de la muestra más fino que la malla N° 40 (0.425 mm) también deberá ser determinado.

7.2 Determine el límite líquido y el índice plástico de una porción de la muestra de ensayo que pasa la malla N° 40 (425 um), de acuerdo con el método D-423 y el método-424.

8.0 PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACION

8.1 Utilizando los ensayos de límites determinados en la sección 7, clasifique el suelo en el grupo o subgrupo apropiado o ambos, de acuerdo a las Tablas 1 ó 2. Utilice la Fig. 1 para clasificar a los materiales limo-arcilla en base a los valores de límite líquido e índice plástico.

NOTA 5.- Todos los valores límite son mostrados como números enteros. Si aparecen números fraccionados en los reportes de ensayos, para el propósito de clasificación, convierta al número entero más cercano.

8.1.1 Con los datos de los ensayos requeridos disponibles, proceda de izquierda a derecha en las Tablas 1 ó 2 y encontrará la clasificación correcta por el proceso de eliminación. El primer grupo de la izquierda en el cual los datos de los ensayos se acomoden, será la clasificación correcta.

NOTA 6.- La clasificación de materiales en los distintos grupos se aplica sólo a la fracción que pasa la malla de 3 pulg (75 mm). Por lo tanto, cualquier especificación relativa al uso de materiales A-1, A-2 ó A-3 en la construcción, debería establecer si bolones (retenidos en la malla de 3 pulg) son permitidos.

9.0 DESCRIPCION DE LOS GRUPOS DE CLASIFICACION

9.1 Materiales Granulares, contienen 35% o menos partículas que pasan la malla N° 200 (0.075 mm):

9.1.1 Grupo A-1.- El material típico de este grupo es una mezcla bien graduada de fragmentos de roca o grava, arena gruesa, arena fina y una matriz no-plástica o debilmente plástica. Sin embargo, este grupo también incluye fragmentos de roca, grava, arena gruesa, cenizas volcánicas, etc., sin una matriz.

9.1.1.1 Subgrupo A-1-a, incluye aquellos materiales consistentes predominantemente de fragmentos de roca o grava, con o sin una matriz fina bien graduada.

9.1.1.2 Subgrupo A-1-b, incluye aquellos materiales consistentes predominantemente de arena gruesa, con o sin una matriz bien graduada.

9.1.2 Grupo A-3.- El material típico de este grupo es arena fina de playa o

arena fina eólica del desierto sin finos limosos o arcillosos, o con una muy pequeña cantidad de limo no-plástico. Este grupo también incluye mezclas de material depositado por la corriente de ríos, de arena fina pobremente graduada y cantidades limitadas de arena gruesa y grava.

9.1.3 Grupo A-2.- Este grupo incluye una gran variedad de materiales "granulares", los cuales son fronteras entre los materiales que caen en los grupos A-1 y A-3, y los materiales limo-arcillosos de los grupos A-4, A-5. A-6 y A-7. Incluye todos los materiales que contienen 35% o menos pasando la malla N° 200 (75 um), que no pueden ser clasificados en los grupos A-1 ó A-3, debido a que el contenido de finos o los índices plásticos, o ambos, está en exceso de las limitaciones para dichos grupos.

9.1.3.1 Los subgrupos A-2-4 y A-2-5 incluyen varios materiales granulares conteniendo 35% o menos que pasa la malla N° 200 (75 um) y con una porción que pasa la malla N° 40 (425 um) que tiene las características de los grupos A-4 y A-5, respectivamente.

Estos grupos incluyen materiales tales como grava y arena gruesa con contenidos de limo o índices plásticos en exceso de las limitaciones del grupo A-1 y arena fina con contenido de limo no-plástico en exceso de las limitaciones del grupo A-3.

9.1.3.2 Los subgrupos A-2-6 y A-2-7 incluyen materiales similares a los descritos en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, excepto que la porción fina contiene arcilla plástica con las características de los grupos A-6 ó A-7, respectivamente.

9.2 Materiales Limo-Arcillosos, conteniendo más del 35% que pasa la malla N° 200 (75 um):

9.2.1 Grupo A-4.- El material típico de este grupo es un suelo limoso moderadamente plástico o no-plástico teniendo usualmente 75% o más de material que pasa la malla N° 200 (75 um). Este grupo también incluye mezclas de suelo fino limoso y hasta un 64% de arena y grava retenida en la malla N° 200 (75 um).

9.2.2 Grupo A-5.- El material típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-4, excepto a que usualmente tiene caracteres diatomáceos o micáceos y puede ser altamente elástico, tal como es indicado por su alto límite líquido.

9.2.3 Grupo A-6.- El material típico de este grupo es un suelo arcilloso plástico, teniendo usualmente 75% o más de material que pasa la malla N° 200 (75 um). Este grupo también incluye mezclas de suelo fino arcilloso y hasta 64% de arena y grava retenidas en la malla N° 200. Los materiales de este grupo usualmente tienen un cambio de volumen alto entre los estados húmedo y seco.

9.2.4 Grupo A-7.- El material típico de este grupo es similar al descrito bajo el grupo A-6. excepto que tiene el límite líquido alto, característico del grupo A-5, y puede ser elástico como también sujeto a un cambio de volumen alto.

9.2.4.1 El subgrupo A-7-5 incluye aquellos materiales con índices plásticos moderados en relación al límite líquido y pueden ser altamente elásticos, así como sujetos a un cambio de volumen considerable.

9.2.4.2 El subgrupo A-7-6 incluye aquellos materiales con índices plásticos altos en relación al límite líquido y están sujetos a cambio de volumen extremadamente alto.

NOTA 7.- Los suelos altamente orgánicos (turba o musgo) pueden ser clasificados en el grupo A-8. La clasificación de estos materiales está basada en la inspección visual y no depende del porcentaje de material que pasa la malla N° 200 (75 um), límite líquido, o índice plástico. El material está compuesto principalmente de materia orgánica parcialmente descompuesta, generalmente tiene una textura fibrosa, un color marrón oscuro o negro, y un olor de descomposición. Estos materiales orgánicos son inconvenientes para ser utilizados en terraplenes y subrasantes. Ellos son altamente comprensibles y tienen resistencia baja.

10.0 CALCULO DEL INDICE DE GRUPO

10.1 Las clasificaciones obtenidas de las Tablas 1 ó 2 pueden ser modificadas por la adición de un valor del índice de grupo. Los valores del índice de grupo deberán ser siempre presentados entre paréntesis después del símbolo de grupo como A-2-6(3), A-4(5), A-6(12), A-7-5(17), etc.

10.1.1 Calcule el índice de grupo de la fórmula empírica:

Indice de grupo = $(F - 35)\,[0.2 + 0.005\,(LL - 40)] + 0.01\,(F - 15)\,(IP - 10)$

donde:

F = porcentaje que pasa la malla N° 200 (75 um), expresado como un número entero (este porcentaje se basa sólo en el material que pasa la malla de 3 pulg (75 mm).

LL = Límite líquido, y

IP = Indice plástico

10.1.2 Si el índice de grupo calculado es negativo, reporte el índice de grupo como cero (0).

10.1.3 Si el suelo es no-plástico y cuando el límite líquido no puede ser determinado, reporte el índice de grupo como cero (0).

10.1.4 Reporte el índice de grupo al número entero más cercano.

10.1.5 El valor del índice de grupo puede ser estimado utilizando la Fig. 2, por la determinación del índice de grupo parcial debido al límite líquido y debido al índice plástico, luego se obtiene el total de los dos índices de grupo parciales.

10.1.6 El índice de grupo de los suelos en los subgrupos A-2-6 y A-2-7 deberá ser calculado utilizando sólo la porción IP de la fórmula (Fig. 2).

10.2 Los siguientes ejemplos ilustran los cálculos para el índice de grupo:

10.2.1 Asuma que un material A-6 tiene 55% de material que pasa la malla N° 200 (75 um), un límite líquido de 40, y un índice plástico de 25, entonces:

Indice de grupo = (55 - 35) [0.2 + 0.005 (40 - 40)] + [0.01 (55 - 15) (25 - 10)] = 4.0 + 6.0 = 10

10.2.2 Asuma que un material A-7 tiene 80% de material que pasa la malla N° 200 (75 um), un límite líquido de 90, y un índice plástico de 50, entonces:

Indice de grupo = (80 - 35) [0.2 + 0.005 (90 - 40)] + [0.001 (80 - 15) (50 - 10)] = 20.3 + 26.0 = 46.3 (reporte como 46)

10.2.3 Asuma que un material A-4 tiene 60% de material que pasa la malla N° 200 (75 um), un límite líquido de 25, y un índice plástico de 1, entonces:

Indice de grupo = (60 - 35) [0.2 + 0.005 (25 - 40)] + [0.01 (60 - 15) (1 - 10)] = 25 x (0.2 - 0.075) + [0.01 x (45) (- 9) = 3.1 - 4.1 = -1.0 (reporte como 0)

10.2.4 Asuma que un material A-2-7 tiene 30% de material que pasa la malla N° 200 (75 um), un límite líquido de 50, y un índice plástico de 30, entonces:

Indice de grupo = 0.01 (30 - 15) (30 - 10) = 3.0 ó 3 (note que sólo fue utilizada la porción IP de la fórmula).

11.0 DISCUSION DEL INDICE DE GRUPO

11.1 La fórmula empírica del índice de grupo ideada para realizar una evaluación aproximada de los "materiales granular-arcillosos" y los "materiales limo-arcillosos" está basada en las siguientes suposiciones:

11.1.1 Los materiales que caen dentro de los grupos A-1-a, A-1-b. A-2-4, A-2-5 y A-3 son satisfactorios como subrasantes, cuando están apropiadamente drenados y compactados bajo un moderado espesor de pavimento (base o superficie gruesa o ambos) de un tipo adecuado para el tráfico expuesto, o pueden ser hechos satisfactorios por la adición de pequeñas cantidades de matrices naturales o artificiales.

11.1.2 Los materiales que caen dentro de los grupos "granular-arcillosos" A-2-6 y A-2-7 y los grupos "limo-arcillosos" A-4, A-5. A-6 y A-7, fluctuarán en calidad como subrasante, de aproximadamente equivalente de las buenas A-2-4 y A-2-5, a regulares y pobres subrasantes requiriendo una capa de material de sub-base o un espesor mayor de base gruesa

sobre lo requerido en 11.1.1, para proporcionar un adecuado soporte para las cargas del tráfico.

11.1.3 Un mínimo de material de 35% que pasa la malla N° 200 (75 um) se asume que es crítico si la plasticidad es omitida, pero la cantidad mínima crítica es sólo 15%, cuando es afectada por índices plásticos mayores que 10.

11.1.4 Los límites líquidos de 40 y mayores son asumidos a ser críticos.

11.1.5 Los índices plásticos de 10 y mayores son asumidos a ser críticos.

11.2 No hay valor límite superior de índice de grupo obtenido por uso de la fórmula. Los valores críticos adoptados de porcentaje que pasa la malla N° 200, límite líquido, e índice plástico, están basados en una evaluación de la subrasante, sub-base, y materiales de base-gruesa por varias organizaciones viales que utilizan los ensayos involucrados en este sistema de clasificación.

11.3 Bajo condiciones promedio de buen drenaje y adecuada compactación, el valor soporte de un material como subrasante puede ser asumido como una relación inversa a su índice de grupo; esto es, un índice de grupo de cero (0) indica un "buen" material de subrasante y un índice de grupo de 20 ó mayor, indica un "muy pobre" material de subrasante.

ASTM Designación : D4318-84

Método Estándar de Ensayos para
LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

1.0 ALCANCE

1.1 Este método comprende la determinación del límite líquido, límite plástico, y el índice de plasticidad de los suelos como se define en la Sección 3.

1.1.1 Se proporcionan dos procedimientos para la preparación de los especímenes para los ensayos y dos procedimientos para efectuar el límite líquido:

A. Ensayo Multipunto utilizando un procedimiento de preparación húmedo, descrito en las Secciones 10.1, 11 y 12.

B. Ensayo Multipunto utilizando un procedimiento de preparación seca, descrito en las Secciones 13, 14 y 15.

C. Ensayo de un punto utilizando un procedimiento de preparación húmedo, descrito en las Secciones 13, 14 y 15.

D. Ensayo de un punto utilizando un procedimiento de preparación seca, descrito en las Secciones 13, 14 y 15.

Este procedimiento a ser utilizado será especificado por la autoridad solicitante. Si no se especifica el procedimiento, se utilizará el procedimiento A.

NOTA 1. Antes de la adopción de este método de ensayo, una herramienta curvada de corte ha sido especificada como parte del aparato para efectuar el ensayo de límite líquido.

La herramienta curvada no es considerada tan exacta como la herramienta plana descrita en 6.2 ya que no controla la profundidad del suelo en la copa del límite líquido. Sin embargo, existen algunos datos que indican que típicamente el límite líquido es ligeramente incrementado cuando se utiliza la herramienta plana en lugar de la herramienta curvada.

1.1.2 El procedimiento del ensayo del límite plástico es descrito en las Secciones 16, 17 y 18. El ensayo del límite plástico es efectuado al material preparado para el ensayo del límite líquido. En efecto, existen dos procedimientos para preparar los especímenes para el ensayo del límite plástico.

1.1.3 En la Sección 19, se describe el procedimiento para calcular el índice de plasticidad.

1.2 El límite líquido y el límite plástico de suelos (conjuntamente con el límite de contracción) son, a menudo referidos como los límites de Atterberg, en reconocimiento al científico sueco A. Atterberg, quien los propuso. Estos límites distinguen las fronteras de los diferentes estados de consistencia de los suelos plásticos.

1.3 Según este método de ensayo, el suelo es cualquier agregación natural de minerales o materias orgánicas, mezclas de tales materiales, o mezclas artificiales de agregados y minerales naturales y partículas orgánicas.

1.4 El procedimiento multi-punto de límite líquido consume algo más de tiempo que el procedimiento de un punto, cuando ambos son ejecutados por operadores experimentados. Sin embargo, el procedimiento de un punto requiere el criterio del operador cuando el espécimen del ensayo está aproximadamente en su límite líquido. En casos donde no se efectúa confiablemente, el procedimiento multi-punto es tan rápido como el procedimiento de un punto, y proporciona precisión adicional debido a la información obtenida de ensayos adicionales. Se recomienda particularmente que el procedimiento multi-punto sea utilizado por operadores inexpertos.

1.5 Las correlaciones, sobre las cuales los cálculos del procedimiento de un punto están basadas, no pueden ser válidas para ciertos suelos, como suelos orgánicos o suelos procedimientos de ambientes marinos. El límite líquido de estos suelos, por lo tanto, debería ser determinado por el procedimiento multi-punto (Procedimiento A).

1.6 Los límites líquido y plástico de muchos suelos que han sido secados antes del ensayo pueden ser considerablemente diferentes de los valores obtenidos en muestras secas. Si los límites líquido y plástico de suelos son utilizados para correlacionar o estimar el comportamiento ingenieril de los suelos en su estado de humedad natural, las muestras no deberían ser secadas antes del ensayo, a menos que se deseen los datos de muestras secas específicamente.

1.7 La composición y concentración de sales solubles en un suelo afectan los valores de los límite líquido y plástico así como los valores de contenido de agua de los suelos (véase método D2216). Por lo tanto, se debe dar una especial consideración a suelos de procedencia marina o de otras fuentes donde pueden estar presentes concentraciones altas de sales solubles. El grado al cual las sales presentes en estos suelos están diluidas o concentradas, debe darse a consideración si se desean obtener resultados significativos.

1.8 Ya que los ensayos descritos aquí son efectuados solo en la porción de suelo que pasa la malla 425 um (N°40), la contribución relativa de esta porción de suelo en las propiedades de la muestra como un todo debe ser considerada cuando se utiliza estos ensayos para evaluar las propiedades de un suelo.

1.9 Los valores establecidos en aceptables unidades métricas serán considerados como norma. Los valores dados entre paréntesis son únicamente para información.

1.10 Esta norma puede involucrar materiales, operaciones y equipos riesgosos. Esta norma no pretende consignar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien utilice esta norma consultar y establecer la seguridad apropiada y prácticas de higiene y determinar la aplicabilidad de limitaciones regulatorias antes de su uso.

2.0 DOCUMENTOS APLICABLES

2.1 Normas ASTM

C702 Método de Reducción de Muestras de Campo de Agregados a Tamaño de Ensayo.

D75 Práctica de Muestreo de Agregados.

D420 Práctica Recomendada para Investigar y Muestrear Suelo y Roca con Propósitos Ingenieriles.

D653 Términos y Símbolos Relativos a Mecánica de Suelos y Rocas.

D1241 Especificación para Materiales para Capas de Sub-base de Suelo Agregado, base y Capas Superficiales.

D2216 Método para Determinación en Laboratorio del Contenido de Agua (Humedad) de Suelo, Roca y Mezclas Suelo-Agregado.

D2240 Método de Ensayo de Propiedad de Dureza del Caucho.

D2487 Método de Ensayo de Clasificación de Suelos con Propósitos Ingenieriles.

D2488 Práctica para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual-Manual).

D3282 Práctica para Clasificación de Suelos y Mezclas de Suelo Agregado con Propósitos de Construcción de Carreteras.

E11 Especificación para Mallas Tejidas de alambres para Propósitos de Ensayos.

E319 Métodos de Ensayos de Balanzas de un Solo Brazo.

E898 Método de Ensayo de Carga-Terminal, Escalas de Laboratorio de Lectura Directa y Balanzas.

3.0 DEFINICIONES

3.1 Límites de Atterberg. Originalmente, siete "Límite de Consistencia" de suelos de grano fino definidos por Albert Atterberg. En la práctica actual de la ingeniería, el término generalmente se refiere solo al límite líquido, límite plástico, y en algunas referencias, el límite de contracción.

3.2 Consistencia. La facilidad relativa con la cual un suelo puede ser deformado.

3.3 Límite Líquido (LL). El contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en un límite arbitrariamente definido entre los estados líquidos y plásticos. Este contenido de agua es definido como el contenido de agua en el cual una porción pequeña de suelo colocada en una copa estándar y cortada por un surco de dimensiones estándar fluirán juntos en la base del surco por una distancia de 13 mm (1/2 pulg.) cuando se somete a 25 golpes a la copa cayendo 10 mm en un aparato estándar de límite líquido operado a

una razón de 2 golpes por segundo.

NOTA 2. La resistencia al corte no drenada de un suelo en el límite líquido es considerada como 2 ± 0.2 Kpa (0.28 psi).

3.4 Límite Plástico (LP). El contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en el límite entre los estados plástico y quebradizo. (deleznables). El contenido de agua en el cual un suelo no puede ser más deformado al enrollarlo en 3.2 mm (1/8 pulgadas) en diámetro de hebra sin desmenuzarlo.

3.5 Suelo Plástico. Un suelo que tiene un rango de contenido de agua sobre el cual exhibe plasticidad y conservará su forma al secar.

3.6 Indice de Plasticidad (IP). El rango de contenido de agua sobre el cual un suelo se compara plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

3.7 Indice de Liquidez. La relación, expresada como porcentaje, de (1) el contenido de agua natural de un suelo menos su límite plástico, a (2) su índice de plasticidad.

3.8 Número de Actividad (A). La relación de (1) el índice de plasticidad de un suelo a (2) el porcentaje por peso de partículas que tiene un diámetro equivalente más pequeño de 0.002 mm.

4.0 RESUMEN DEL METODO

4.1 La muestra es procesada para remover cualquier material retenido en una malla de 425 um (N°40). El límite líquido es determinado efectuando ensayos en el cual una porción de la muestra es extendida en una copa de bronce, dividida en dos por una herramienta acanaladora, y luego permitidas de fluir juntas por los golpes causados por la caída repetida de la copa en un instrumento mecánico estándar. El límite líquido multi-punto, procedimiento A y B, requiere tres o más ensayos sobre un rango de contenidos de agua a ser efectuados y los datos de los ensayos ploteados o calculados para establecer una relación en la cual el límite líquido es determinado. El límite líquido de un punto, procedimientos C y D, utiliza los datos de dos ensayos a un contenido de agua multiplicado por un factor de corrección para determinar el límite líquido.

4.2 El límite plástico es determinado alternativamente presionando y enrollando en una hebra de diámetro de 3.2 mm (1/8 pulg.) una porción pequeña de suelo plástico hasta que su contenido de agua es reducido a un punto en el cual la hebra se desmenuza y no es capaz de ser presionada y reenrollarla. El contenido de agua del suelo en este estado es reportado como el límite plástico.

4.3 El índice de plasticidad es calculado como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

5.0 SIGNIFICADO Y USO

5.1 Este método de ensayo es utilizado como una parte integral de varios sistemas de clasificación en Ingeniería para caracterizar las fracciones de grano fino de los suelos (ver método de ensayo D2487 y Práctica D3282) y para especificar la fracción de grano fino de materiales de construcción (ver especificación D1241). El límite, líquido plástico, e índice de plasticidad de suelos son también utilizados extensivamente, tanto individualmente o junto con otras propiedades de los suelos para correlacionar con el comportamiento ingenieril tal como compresibilidad, permeabilidad, compactabilidad, contracción-expansión, y resistencia al corte.

5.2 Los límites líquido y plástico de un suelo pueden ser utilizados con el contenido de agua natural del suelo para expresar su consistencia relativa o índice de liquidez y pueden ser utilizados con el porcentaje más fino que el tamaño de 2-um para determinar su número de actividad.

5.3 El procedimiento del límite líquido de un punto es frecuentemente utilizado con propósitos de clasificación de rutina. Cuando una mayor precisión es requerida, como cuando se utiliza para la aceptación de un material o para correlación con datos de otros ensayos, se debe utilizar el procedimiento multi-punto.

5.4 Estos métodos son a veces utilizados para evaluar las características de intemperización de materiales de arcillas-lutitas. Cuando se somete a ciclos repetidos de humedecimiento y secado, los límites líquidos de estos materiales tienden a incrementarse. La cantidad del incremento es considerada una medida de la susceptibilidad de la lutita a la intemperización.