

## 2. Marco teórico

### 2.1 Estudios geotécnicos y su uso

Desde que se inició formalmente el estudio de los suelos por Terzaghi, el ingeniero civil ha visto en ellos una gran herramienta para garantizar la funcionalidad de las obras civiles<sup>(15)</sup>.

La Ingeniería geotécnica es una disciplina tecnocientífica que agrupa a la geología, geofísica, mecánica de suelos, y mecánica de las rocas, relacionándolas con las obras civiles.<sup>(15)</sup>

Los estudios geotécnicos se utilizan para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los suelos que sean necesarias conocer, dependiendo del proyecto que se vaya a ejecutar; por ejemplo en carreteras es importante conocer el modulo de elasticidad del suelo que servirá de subrasante, para cimentar un edificio es necesario conocer la resistencia del suelo de cimentación y su compartimiento, en el tiempo, ante los esfuerzos que transmitirá la estructura del edificio.<sup>(11)</sup>

A su vez la geotecnia puede facilitar la ejecución de sondeos valiéndose de pruebas geofísicas como herramienta para tener una idea previa de la estratigrafía del terreno de cimentación. La geotecnia pues constituye un medio para adaptar las estructuras a las condiciones del terreno.<sup>(15)(17)</sup>

### 2.2 Investigaciones del subsuelo según utilidad y propósito

La identificación de las causas del comportamiento deficiente de las obras con notable frecuencia señala que las deformaciones masivas de las estructuras son atribuidas a movimientos de sus fundaciones los que a su vez reflejan desplazamientos y asentamientos del suelo soporte.<sup>(1)</sup>

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación adecuada, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y mecánicas y disposición de los materiales del subsuelo. Esta información puede obtenerse mediante técnicas de investigación en el terreno y en el laboratorio conocida como investigación del subsuelo.<sup>(1)(11)</sup>

Por medio de la investigación del subsuelo se puede determinar parámetros representativos o configurar un modelo analítico que reproduzca en la mejor forma posible, compatible con la importancia y las necesidades del problema, las condiciones y características del suelo soporte en la zona involucrada. De este modo se logra entonces seleccionar racionalmente el elemento de transición estructura-suelo<sup>(11)</sup>.

Las experiencias locales previas pueden servir a veces como guías para orientar los estudios y otras veces son suficientes en casos sencillos; sin embargo no existe sustituto para la información objetiva específica y precisa obtenida en cada sitio.<sup>(1)</sup>

Se comprende, entonces que la obtención de la información suficiente y confiable, relativas a las condiciones del subsuelo es un requisito esencial de un diseño satisfactorio y económico.<sup>(2)</sup>

La investigación del subsuelo suministra información necesaria para dar solución a diferentes problemas o definir parámetros de diseño en proyectos que se presentan en varias áreas de ingeniería civil.<sup>(2)</sup>

## **2.3 Propiedades físicas de los suelos**

Las propiedades de los suelos se determinan mediante ensayos y se expresan numéricamente por determinados coeficientes. Las investigaciones se realizan con muestras alteradas e inalteradas.<sup>(15)</sup>

Las muestras alteradas son suficientes cuando se quieren determinar características generales, como, granulometría, tamaño, peso de las partículas, humedad, límite líquido, plástico, capacidad de absorción de agua, materias presentes o valores límite de densidad.<sup>(15)</sup>

Se requieren muestras inalteradas cuando se desean obtener magnitudes dependientes de la estructura o de la densidad in situ, como el índice de poros la densidad aparente, la permeabilidad, la succión capilar, etc.<sup>(3)(15)</sup>

### **2.3.1 Tamaño de los granos.**

La variedad en el tamaño de las partículas del suelo o granos casi es ilimitada, por definición los granos mayores son los que se pueden mover con la mano, mientras que los mas finos son tan pequeños que no se pueden apreciar con un microscopio corriente. Este puede ser determinado por medio de análisis granulométricos.<sup>(1)(5)(11)</sup>

### **2.3.2 Forma de las partículas**

La forma de las partículas tienen tanta importancia como su tamaño en lo que respecta al comportamiento del suelo; sin embargo a menudo no se considera, pues es difícil medirla y describirla cuantitativamente, la forma de los granos puede ser de tres clases: granos redondeados, granos laminares y granos aciculares.<sup>(1)(5)(11)</sup>

### **2.3.3 Color**

Aunque el color no es una propiedad importante por si misma es una indicación de otras propiedades más importantes.

El color es la propiedad del suelo que mas fácilmente emplea el que no tiene experiencia en mecánica de suelos, para identificar los suelos, sin embargo es un método práctico para enseñarles a los trabajadores como distinguir ciertos suelos.<sup>(1)(5)</sup>

### 2.3.4 Humedad

Es la cantidad de agua que posee un suelo, se expresa por la relación entre el peso del agua  $W_w$  existente en el suelo y el peso seco  $W_s$  de este.

$$\%W = W_w / W_s \quad \text{ec. (2.1)}$$

La humedad es una característica muy importante en los suelos cohesivos, influye sobre la capacidad de compactación y la consistencia, así como la capacidad portante del terreno <sup>(5) (8)</sup>.

### 2.3.5 Grado de saturación

Expresa la proporción en que los poros del suelo están llenos de agua <sup>(5)</sup>

$$S_w = (V_w / V_v) \quad \text{ec. (2.2)}$$

### 2.3.6 Límites de consistencia de los suelos

#### 2.3.6.1 Limite líquido (LL)

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. Los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, según Atterberg es de  $25 \text{ g/cm}^2$ . <sup>(15)</sup>

#### 2.3.6.2 Limite plástico (LP)

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje al peso seco de la muestra, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. <sup>(8)(15)</sup>

#### 2.3.6.3 Índice de plasticidad

Se define como la diferencia numérica entre los límites líquidos y plásticos, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra el suelo en estado plástico y este depende generalmente de la cantidad de arcilla presente. <sup>(8)(15)</sup>

### 2.3.7 Peso específico

Se define como la relación entre el peso de la muestra y el volumen de la muestra

$$g = w_m / v_m. \quad \text{ec. (2.3)}$$

Este al relacionarse con el peso específico del agua es llamado densidad relativa la cual es importante en mecánica de suelos debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros. Además es posible obtener el peso específico de una muestra granular mediante la siguiente correlación. <sup>(16)</sup>

$$\gamma = (94 + 0.15LL) * 16.0184 \frac{kg}{m^3} \quad \text{ec. (2.4)}$$

g: peso específico de la muestra

LL: límite líquido de la muestra

### 2.3.8 Porosidad

La porosidad es el volumen de huecos de una muestra de suelo, y define la posibilidad de ésta de almacenar más, o menos cantidad de fluido. <sup>(1)(5)</sup>

Se expresa por la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra, como

$$N (\%) = (V_v/V_m) * 100 \quad \text{ec. (2.5)}$$

### 2.3.9 Resistencia

En el estudio de las propiedades mecánicas de un suelo hay que considerar en general tres clases de esfuerzos: de compresión (que tienden a disminuir el volumen del material); de tensión (que tienden a crear fractura en el material) y cortantes (que tienden a desplazar una parte de suelo con respecto a las otras). De acuerdo con esta clasificación el suelo puede presentar resistencia a la compresión y resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia a la tensión en cambio puede despreciarse como consecuencia, aquellas estructuras o parte de estructuras que han de experimentar tensiones no se construyen con material de suelo sino con otro material para ello apropiado, tales como concreto armado o el acero. <sup>(1)(3)(15)</sup>

### 2.3.10 Compacidad relativa

Compacidad relativa: Es una manera de indicar la relación de la densidad in situ con la de la densidad máxima a alcanzar, aplicable a suelos arenosos. La compacidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores que 0.074 mm. (Malla # 200).

El uso de la compacidad relativa en geotecnia es importante debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros de los suelos de importancia en la ingeniería, tales como el ángulo de fricción interno del suelo, la resistencia a la penetración (N de golpes de cuchara normal) como se muestra en la tabla 2.1. Por otra parte, muchas fórmulas que permiten estimar los asentamientos posibles de estructuras fundadas sobre suelos granulares, están basadas en la compacidad relativa. <sup>(16)(17)</sup>

Tabla 2.1 “Relación de N golpes del SPT en arenas, compacidad relativa y ángulo de fricción interno”.<sup>(26)</sup>

| arenas  |                           |                                |                                            |
|---------|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------------------|
| N       | Compacidad relativa Cr(%) | Descripción: densidad relativa | φ: ángulo de fricción interno del suelo(°) |
| 0 - 3   | 0 - 15                    | Muy suelta                     | 28                                         |
| 3 - 8   | 15 - 35                   | suelta                         | 28 – 30                                    |
| 8 - 25  | 35 - 65                   | media                          | 30 - 36                                    |
| 25 - 42 | 65 - 85                   | densa                          | 36 - 41                                    |
| 42 - 58 | 85 - 100                  | Muy densa                      | > 50                                       |

La compacidad relativa puede ser estimada a partir de la ecuación: <sup>(26)</sup>

$$Cr = 100 \left( \frac{N_{60}}{60} \right)^{0.5} \quad \text{ec. (2.6)}$$

$N_{60}$ : número de golpes con una energía liberada del 60% de la energía teórica.

### 2.3.11 Consistencia

Es la propiedad índice más importante de los materiales finos, es la que gobierna las fuerzas de cohesión-adhesión, responsables de la resistencia del suelo a ser moldeado o roto.

Se refiere a las fuerzas que permiten que las partículas se mantengan unidas; se puede definir como la resistencia que ofrece la masa de suelo a ser deformada o amasada. Dichas fuerzas dependen del contenido de humedades por esta razón es que la consistencia se debe expresar en términos de suelo seco, húmedo o mojado.

Las fuerzas que causan la consistencia son: cohesión y adhesión.

Cohesión: Es la fuerza de atracción entre partículas de la misma naturaleza.

Adhesión: Se debe a la tensión superficial que se presenta entre las partículas de suelo y las moléculas de agua. Sin embargo, cuando el contenido de agua aumenta, excesivamente, la adhesión tiende a disminuir. El efecto de la adhesión es mantener unidas las partículas por lo cual depende de la proporción Agua/Aire.

La consistencia de un suelo inalterado puede determinarse mediante la prueba de compresión simple, también puede estimarse por medio de la prueba de penetración estándar, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.2 “Relación de N golpes del SPT con la consistencia en arcillas y el ángulo de fricción interno”.  
(16)(17)

| Arcillas |              |                                                  |
|----------|--------------|--------------------------------------------------|
| N golpes | Consistencia | $\phi$ : ángulo de fricción interno del suelo(°) |
| < 2      | muy blanda   | 0                                                |
| 2 · 4    | blanda       | 0 - 2                                            |
| 4 · 8    | media        | 2 - 4                                            |
| 8 · 15   | compacta     | 4 - 6                                            |
| 15 · 30  | muy compacta | 6 - 12                                           |
| > 30     | dura         | > 14                                             |

## 2.4 Métodos y descripción de algunas pruebas

### 2.4.1 Designación ASTM

Creada en 1898, ASTM Internacional (Sociedad Americana para la Prueba de Materiales), es una de las mayores organizaciones en el mundo que desarrollan normas voluntarias por consenso, aplicables a los materiales, productos, sistemas y servicios.

Los miembros de ASTM, que representan a productores, usuarios, consumidores, el gobierno y el mundo académico de más de 100 países, desarrollan documentos técnicos que son la base para la fabricación, gestión y adquisición, y para la elaboración de códigos y regulaciones.

Tabla 2.3 “Designaciones estándar utilizadas en el estudio”<sup>(8)</sup>.

| Pruebas                                                   | Designación A.S.T.M |
|-----------------------------------------------------------|---------------------|
| Prueba de penetración estándar y muestreo de suelos (SPT) | D 1586 – 99         |
| Clasificación de suelo en campo                           | D 2488 – 00         |
| Granulometría por tamizado                                | D 422 – 63(1998)    |
| Humedad in situ                                           | D 2216 – 98         |
| Limites de Atterberg                                      | D 4318 – 00         |
| Clasificación de suelos en laboratorio (SUCS)             | D 2487 – 00         |
| Resistividad eléctrica                                    | D 6431 - 99         |

## 2.4.2 Pruebas Geofísicas

El objetivo principal de la aplicación de estas pruebas en el sitio en estudio, es utilizar los resultados de las mismas, para planificar estudios posteriores (Geológico y Geotécnico).

### 2.4.2.1 Aspectos generales

La geofísica es la aplicación de los principios de la física al estudio de la tierra, ésta es utilizada para conocer algunas propiedades físicas del terreno y la constitución interna de éste a partir de los fenómenos físicos ligados con ella por ejemplo el campo magnético y resistividad del subsuelo. <sup>(4)</sup>

Las pruebas geofísicas utilizadas para investigar los rasgos superficiales de la corteza terrestre dependen de las propiedades físicas de los suelos, usando esta última palabra en un sentido más amplio que componen dichos rasgos. <sup>(4)</sup>

Existen dos tipos de métodos geofísicos entre los que están, los métodos estáticos en los cuales las distorsiones en algún campo físico estático se detectan y miden exactamente con objeto de delimitar los objetos que las producen. <sup>(4)</sup>

Por otra parte tenemos los métodos dinámicos en los cuales se envían señales al subsuelo determinándose las señales de retorno, cuyas intensidades y tiempos de llegada son medidos en ciertos puntos. <sup>(4)(15)</sup>

En los métodos dinámicos siempre interviene el tiempo en las correspondientes ecuaciones de campo bien directamente como tiempo de llegada a la onda como el método sísmico, o indirectamente como frecuencia o diferencia de fase como el método electromagnético. <sup>(4)(15)</sup>

La geofísica aplicada con excepción de las pruebas sísmicas, es en gran parte una ciencia adecuada a terrenos llanos o suavemente ondulados, o con recubrimiento relativamente delgado. Siempre que el relieve sea abrupto las observaciones geofísicas adquieren correcciones que con frecuencia hacen incierta la interpretación. Por otra parte si el recubrimiento es demasiado grueso los efectos producidos por los accidentes ocultos bajo él, caen generalmente por debajo de los errores de medición y son difíciles de evaluar. Sin embargo no existe una viabilidad de los métodos geofísicos por lo que cada caso debe considerarse aislado y cuidadosamente. <sup>(4)</sup>

Dentro de la ingeniería civil las pruebas geofísicas son recomendadas en múltiples casos, ya que proporcionan información de la litología y la estructura geológica del subsuelo, lo cual es de primordial importancia para todo tipo de proyecto como puede ser el estudio de las condiciones de cimiento de un edificio, determinación de la profundidad a la que se encuentra la roca sana, para investigar los bancos de materiales para la construcción de una carretera. <sup>(17)</sup>

La gran cantidad de información que proporcionan, justifican plenamente su utilización tanto en estudios preliminares como en las etapas subsecuentes de la exploración y construcción de obras civiles, entre las pruebas geofísicas más comunes se encuentran las siguientes:

Eléctrica  
Magnetométrica  
Sísmica

Una de las principales ventajas del uso de las pruebas geofísicas es que permiten cubrir grandes áreas y profundidades en poco tiempo y a un costo menor que otras técnicas exploratorias (perforaciones).

En esencia todas consisten en determinar las variaciones en el espacio o en el tiempo de uno o varios campos de fuerza, el valor de estos campos viene determinado, entre otros factores por la naturaleza de las estructuras del subsuelo y por el hecho de que las propiedades físicas de las rocas, o al menos una de ellas, varía ampliamente de una zona a otra. <sup>(17)</sup>

Es muy importante y se podría decir que es indispensable que estas pruebas se complementen de otras exploraciones para hacer mejores interpretaciones del sitio de estudio.

En este estudio las pruebas geofísicas aplicadas fueron:

Prueba magnética  
Prueba eléctrica

#### **2.4.2.2 Prueba Magnética**

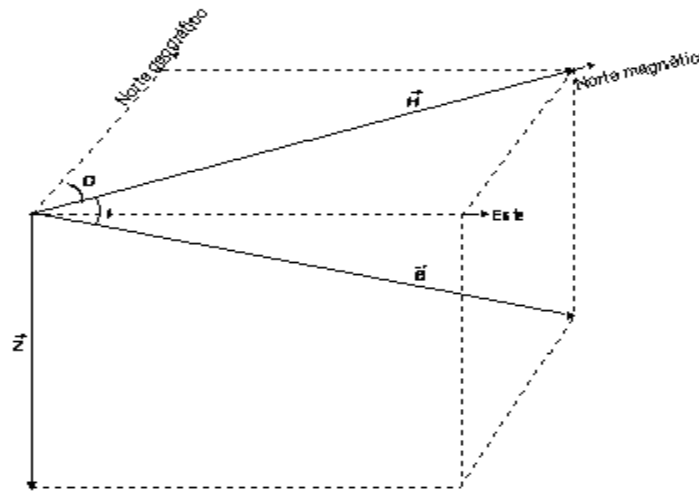
El reconocimiento magnético ha sido una técnica de prospección básica y ampliamente usada en estudios de riesgo sísmico, quizás debido a su confiabilidad y fácil uso. Se basa en la medición de pequeños cambios en las propiedades magnéticas del terreno; está considerada como una técnica geofísica pasiva. <sup>(4)</sup>

Las investigaciones magnéticas se aplican a pequeña escala en ingeniería para detectar objetos metálicos enterrados, como a gran escala en la investigación y mapeo de estructuras geológicas regionales (Kearey y Brooks, 1984).

La teoría puede ser explicada en forma sencilla. El campo magnético total en cualquier punto de la superficie de la Tierra es la suma de variaciones locales (características geológicas o arqueológicas), sumadas a las variaciones en la intensidad del campo magnético terrestre. Esto significa que el campo magnético total es distinto para cada punto geográfico y que puede ser medido con el magnetómetro. <sup>(6)</sup>

El campo geomagnético terrestre presenta variaciones irregulares en magnitud y orientación con la latitud, longitud y el tiempo. En algún punto de la superficie terrestre

una aguja magnética suspendida libremente, asume una posición en la dirección del campo geomagnético formando ángulos con respecto al norte geográfico lo cual define el vector de campo total  $\vec{B}$  (Figura 2.1). A la componente vertical se le llama  $\vec{Z}$  y a la componente horizontal  $\vec{H}$ , la cual está en la dirección del norte magnético. El ángulo que  $\vec{B}$  forma con la vertical es la inclinación  $I$  del campo magnético y el ángulo horizontal entre el norte magnético y el geográfico es la declinación  $D$ .  $\vec{B}$  varía en magnitud desde aproximadamente 25,000 gammas en las regiones ecuatoriales hasta 70,000 gammas en los polos.  $\vec{B}$  se expresa en la unidad  $\text{Wb}\cdot\text{m}^{-2}$  denominada como tesla (T) que equivale a  $10^9$  nT (nanotesla).<sup>(6)</sup>



**Figura 2.1 “Elementos del campo geomagnético”.**

Fuente: Sequeira L., 1998

En geofísica, los magnetómetros más comunes son los de protones, capaces de medir pequeñas variaciones en la intensidad del campo magnético total. Con este equipo es posible registrar lecturas en muchos puntos de un sitio; el recorrido sistemático de la superficie mediante perfiles, permitirá hacer una interpretación final de la aplicación del método.<sup>(6)</sup>

El comportamiento del campo magnético debido a un terreno homogéneo es bastante regular, sin embargo, si el subsuelo es interrumpido por estructuras geológicas o culturales alargadas, se generan anomalías magnéticas también alargadas, es decir, en primera aproximación, las anomalías del campo magnético toman la forma geométrica de los cuerpos en el subsuelo.

Una ventaja en la aplicación de la prueba magnética es el fácil manejo del equipo y la facilidad de transporte en el momento de aplicación de la prueba, la desventaja es que la prueba magnética es sensitiva a la fuente ambiental de ruido, objetos metálicos enterrados. El nivel de error en la aplicación de esta prueba es aproximadamente  $\pm 1$  nanotesla.<sup>(6)</sup>

### 2.4.2.3 Prueba eléctrica

La prueba eléctrica es considerada como una técnica activa, pues produce una alteración en el medio y mide el comportamiento del terreno proporcionando una información rápida y económica, operando sobre la superficie del terreno. Esta técnica se basa en determinar las propiedades eléctricas del suelo. <sup>(6)</sup>

La propiedad que mide esta prueba es la resistencia que presenta el suelo al paso de la corriente, dicha resistencia es un indicativo del material o tipo de suelo de que está compuesta la zona, el suelo más compacto y que presenta menos cantidad de agua es el más resistivo al paso de la corriente, ver la siguiente tabla. <sup>(6)</sup>

Tabla 2.4 “Propiedades resistivas de algunos materiales”<sup>(17)</sup>

| Material                | Resistividad ( $\Omega - m$ ) |
|-------------------------|-------------------------------|
| Arcilla o limo saturado | 0 - 10                        |
| Arcilla arenosa         | 10 - 25                       |
| Arena arcillosa         | 25 - 50                       |
| Arena                   | 50 - 150                      |
| Grava                   | 150 - 500                     |
| Roca meteorizada        | 100 - 200                     |
| Roca sana               | 150 - 4000                    |

La prueba sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo sitio y en segundo lugar, para medir las resistividades a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando la distancia constante entre electrodos y desplazando el equipo sobre la línea a explorar. <sup>(9)</sup> El parámetro resistivo del material ( $\rho$ ) está relacionado con la resistencia por un factor geométrico ( $K$ ) para un arreglo electrodico dado, por lo tanto, la resistividad en el terreno puede ser calculada usando:

$$\rho = K \frac{V}{I} \quad \text{ec. (2.7)}$$

$\rho$ : Resistividad del material

$K$ : Relación entre separaciones de electrodos

$I$ : Corriente eléctrica

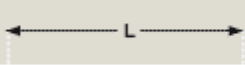
$V$ : Diferencia de potencial

La forma más común de medir esta propiedad es por medio de electrodos que se colocan en el terreno según las necesidades específicas del estudio. Estos arreglos introducen corriente eléctrica con dos electrodos y miden el potencial producido por el flujo de corriente que circula a través del terreno con otro par de electrodos. <sup>(6)(9)</sup>

Uno de los arreglos mas empleados es el wenner, donde cuatro electrodos metálicos se alinean simétricamente al centro de arreglo, los electrodos externos introducen la corriente y los internos miden el voltaje. <sup>(6)(9)</sup>

Otro arreglo es el slumbergert donde también cuatro electrodos se alinean con una relación de distancia cinco veces mayor la separación de electrodos externos a la distancia de los electrodos internos. <sup>(6)(9)</sup>

Existen otros dispositivos o arreglos, los mas comunes son los mencionados anteriormente, cada uno de estos dispositivos tiene una determinada profundidad de investigación (figura 2.2).

| Dispositivos  |   | Investigación profundidad |               | Calidad de la resolución |
|---------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|---------------|--------------------------|
|               |                                                                                    | Roy (1971)                | Barker (1989) |                          |
| Wenner        |   | 0.11L                     | 0.17L         | 1/2.25                   |
| Schlumberger  |   | 0.125L                    | 0.19L         | 1/2.45                   |
| Dipolo-Dipolo |   | 0.195L                    | 0.25L         | 1/3.45                   |
| Polo-Polo     |  | 0.35L                     |               | 1/8.4                    |

**Figura 2.2 “Dispositivos o arreglos que se utilizan en la prueba eléctrica”.**

Fuente: “curso online de geofísica”.

En el estudio del sitio se utilizó el arreglo gradiente, este arreglo es muy apropiado para el sistema de adquisición de datos multicanal, ya que muchos datos pueden ser registrados simultáneamente por cada inyección de corriente, lo que reduce el tiempo de trabajo de campo. La profundidad máxima de investigación está en el rango entre un tercio y un cuarto de longitud de un perfil. El grado de precisión en la aplicación de la prueba eléctrica es  $\pm 1 \Omega\text{-mt}$ . <sup>(6)</sup>

Otro aspecto importante de determinar la resistividad del suelo es para caracterizar el grado corrosivo que este pueda contener, es de pleno conocimiento la acción destructiva de los suelos ácidos sobre elementos metálicos embebidos en ellos.

Tabla 2.5 “grado de corrosión según resistividades del suelo” <sup>(27)</sup>

| Grado de corrosión      | Resistividad $\Omega\text{*mt}$ |
|-------------------------|---------------------------------|
| Muy corrosivo           | $< 7$                           |
| corrosivo               | 7 - 20                          |
| Moderadamente corrosivo | 20 - 50                         |
| No corrosivo            | $> 50$                          |

La mayor ventaja de los ensayos de resistividad es la facilidad de transporte y simplicidad de los instrumentos y la mayor desventaja es la interpretación difícil de los datos, especialmente en aquellas áreas donde los estratos no son horizontales y las estructuras son complejas.<sup>(44)</sup> También esta prueba de resistividad presenta otras limitaciones:<sup>(9)</sup>

- Capas muy delgadas no pueden detectarse
- Capas extremadamente resistivas pueden impedir el paso de la corriente a través del subsuelo.
- La prueba resistiva es sensitiva a la interferencia eléctrica las cuales pueden tener una variedad de fuentes por ejemplo: fuente ambiental de ruido, radio emisora, campo electromagnético, generadores eléctricos, etc.

#### **2.4.2.3.1 Sondeos verticales eléctricos continuos (SEVC)**

Los métodos de resistividad más utilizados en nuestro país son: el Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) y el Perfilaje Eléctrico o Calicata, pero desde hace unos años los Sondeos Eléctricos Verticales Continuos (SEVC), que son como una combinación de SEV y Perfilaje Eléctrico, están siendo cada vez más utilizados en prospección de resistividad eléctrica.<sup>(23)</sup>

La finalidad de los SEV es determinar las profundidades de las capas del subsuelo y sus resistividades eléctricas, incrementando la separación de los electrodos alrededor de un punto medio. Su gran limitante es que no toma en cuenta los cambios laterales en el subsuelo resistivo; su aplicación principal es en regiones cuya estructura geológica puede considerarse formada por estratos horizontales.<sup>(23)</sup>

En los perfilajes eléctricos se trabaja con una distancia interelectródica constante, lo que implica una profundidad también constante, que se va moviendo sobre una línea, y se emplea principalmente para detectar y delimitar cambios laterales en la resistividad sin investigar los cambios verticales.<sup>(23)</sup>

Pero la situación unidimensional ideal de los sondeos clásicos es raramente encontrada en la práctica. Un modelo más preciso del subsuelo es un modelo bidimensional (2D) donde se encuentren tanto los cambios de resistividad en la dirección vertical como en la dirección horizontal. Con los SEVC se puede alcanzar esta precisión.<sup>(23)</sup>

Los SEVC usualmente son llevados a cabo usando un gran número de electrodos, por lo que a veces también se les conoce como métodos multielectrodos; los electrodos van conectados a cables multicapas y a una computadora portátil junto con una unidad electrónica que selecciona automáticamente los 4 electrodos principales para cada medición.<sup>(6)(23)</sup>

### 2.4.3 Penetración estándar y muestreo de suelos

El SPT es una prueba in situ que consiste en determinar el número de golpes (N), necesario para hincar un toma muestra partido estándar una longitud de 305mm(1 pie), mediante un martillo con un peso de 63.5kg (140lb) y 762mm(30pulg) de altura de caída.<sup>(8)(17)(19)(29)</sup>

El SPT es el que brinda mejores resultados en la práctica y proporciona una información útil en torno al subsuelo, no solo en lo referente a la descripción sino también en cuanto a la resistencia del suelo.<sup>(19)</sup>

En suelo friccionante la prueba permite conocer la compacidad o densidad relativa de los estratos. En suelos cohesivos la prueba permite obtener una idea de la resistencia a la compresión simple, además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas del suelo, también el valor de N es útil para obtener otros parámetros geotécnicos mediante correlaciones, como la carga admisible del suelo y asentamientos en suelos granulares.<sup>(8)(17)(19)(29)</sup>

El muestreo de los suelos granulares con el toma muestras partido produce cambios intensos en sus estructuras originales e imposibilita la correcta determinación de las propiedades físicas mediante pruebas de laboratorio para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, al convertir el proceso de hincar el toma muestras en el terreno mediante el ensayo de penetración estándar (SPT).<sup>(16)</sup>

Equipo utilizado en el SPT

- Martillo con peso de 63.5 kg.
- Guía
- Barras de perforación
- Toma muestras partido estándar
- Polea
- Trípode
- Motor y malacate

#### 2.4.3.1 Procedimiento de campo en la prueba de penetración estándar

Previo al ensayo se deberá armar el equipo y cerciorarse de que se encuentra vertical, el conjunto tomamuestras, guía, martillo. Posteriormente se procede como sigue:<sup>(8)(30)</sup>

1. Hincar el tomamuestras mediante energía proporcionada por el martillo, este dispositivo puede ser manual o mecánico.
2. Realizar este hincado hasta que el muestreador haya penetrado una distancia de 45 cm, registrando el número de golpes de martillo requeridos para cada 15 cm de intervalo. El ensayo se detiene, si más de 50 golpes son requeridos para

cualquiera de los intervalos, o si más de 100 golpes totales son requeridos. A cualquiera de estos eventos se les conoce como rechazo, éste debe registrarse en el reporte de la perforación.

3. Calcular el valor de N mediante la suma del conteo de golpes en los últimos 30 cm de penetración. El conteo para los primeros 15 cm es tomado para propósitos de referencia, pero no es usado para el cálculo de N, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del proceso utilizado durante la ejecución del sondeo (el fondo del agujero probablemente está disturbado por el proceso de perforación, y puede estar cubierto con suelo suelto que cae de los lados del agujero).
4. Sacar el tomamuestra del SPT examinando su contenido, el cual aunque está disturbado, frecuentemente es suficiente para observar características de los estratos del subsuelo. Extraer la muestra de suelo, guardarla, sellarla y enviarla al laboratorio.
5. Perforar el agujero hasta la profundidad del siguiente ensayo. Repetir del paso 1 al 5 hasta la profundidad a ser investigada.

#### 2.4.3.2 Correcciones del número de golpes

A pesar de que el ensayo se estandarizó desde 1958 como el ASTM D-1586, y que se han venido realizando revisiones periódicamente, las evaluaciones realizadas en Norteamérica indican que son muchas las variables que influyen en los valores de N, entre otras: el tipo y estado de los equipos de perforación; la destreza de los operadores; el tipo y estado de las cucharas muestreadoras; la dimensión y estado del varillaje; la forma y tamaño del cabezote; el tipo, forma y estado del martillo, el diámetro del malacate, su estado y el número de vueltas en el mandril; la profundidad y el procedimiento del ensayo; la energía que se suministra en cada golpe; etc.

Algunas correcciones originadas con el fin de ajustar los valores de N, tomando en cuenta los factores mencionados se muestran a continuación:

Bowles propuso que un número de golpes del SPT normalizado  $N_{corr}$  se puede calcular al corregir el valor medio  $N_{cam}$  por efecto de los siguientes factores: <sup>(29)</sup>

1. Presión de confinamiento,  $C_n$
2. Relación de energía del martillo,  $\eta_1 = E_R / E_s$  ec. (2.8)
3. Longitud de las barras de perforación,  $\eta_2$
4. Tomamuestras,  $\eta_3$
5. Diámetro de la perforación,  $\eta_4$

Es decir

$$N_{corr} = N_{cam} C_n \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \quad \text{ec. (2.9)}$$

$N_{corr}$ : número de golpes corregido

$N_{cam}$ : número de golpes de campo

### Corrección por confinamiento ( $C_n$ )

La presión de confinamiento, ha sido identificada desde hace tiempo por muchos investigadores, estos encontraron que las diferencias del peso de las capas superyacentes al nivel del ensayo, en los suelos no cohesivos, tienen incidencia en el valor de  $N$ , en el siguiente sentido: para dos suelos sin cohesión de la misma densidad, el de mayor presión de sobrecapa presenta el mayor valor de  $N$ . Con base en estos resultados, propusieron modificar los valores registrados del ensayo de penetración cerca de la superficie del terreno, para incluir el efecto de la presión de sobrecapa, considerando que el valor de  $N$  sin esta corrección tiende a ser demasiado pequeño, y se hace por medio del Factor  $C_n$  de forma tal que (ver tabla 2.6): <sup>(15)(29)</sup>

$$N_{corr} = C_n \cdot N_{cam}$$

ec. (2.10)

Tabla 2.6 “Corrección de  $N_{cam}$  por confinamiento”. <sup>(29)</sup>

| Autor(es)         | Fórmula                                                                         |
|-------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Peck              | $C_n = 0.77 \log\left(\frac{20}{Pa}\right)$                                     |
| Seed              | $C_n = 1 - 1.25 \log(Pa)$                                                       |
| Meyerhof - Ishira | $C_n = \frac{1.7}{0.7 + Pa}$                                                    |
| Liao - Whitman    | $C_n = \left(\frac{1}{Pa}\right)^{0.5}$                                         |
| Skempton          | $C_n = \frac{2}{1 + Pa}$                                                        |
| Seed - Idriss     | $C_n = 1 - K \log(Pa)$ ; ( $K=1.41$ para $Pa < 1$ , $K=0.92$ para $pa \geq 1$ ) |
| Logaritmo         | $C_n = \log(10 / Pa)$                                                           |
| Schmertmann       | $C_n = \left(\frac{32.5}{10.2 + 20.3Pa}\right)$                                 |

En general se recomienda que  $C_n \leq 2.0$ , por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para  $Pa=0$ .

$$Pa = \frac{\gamma h}{Patm}$$

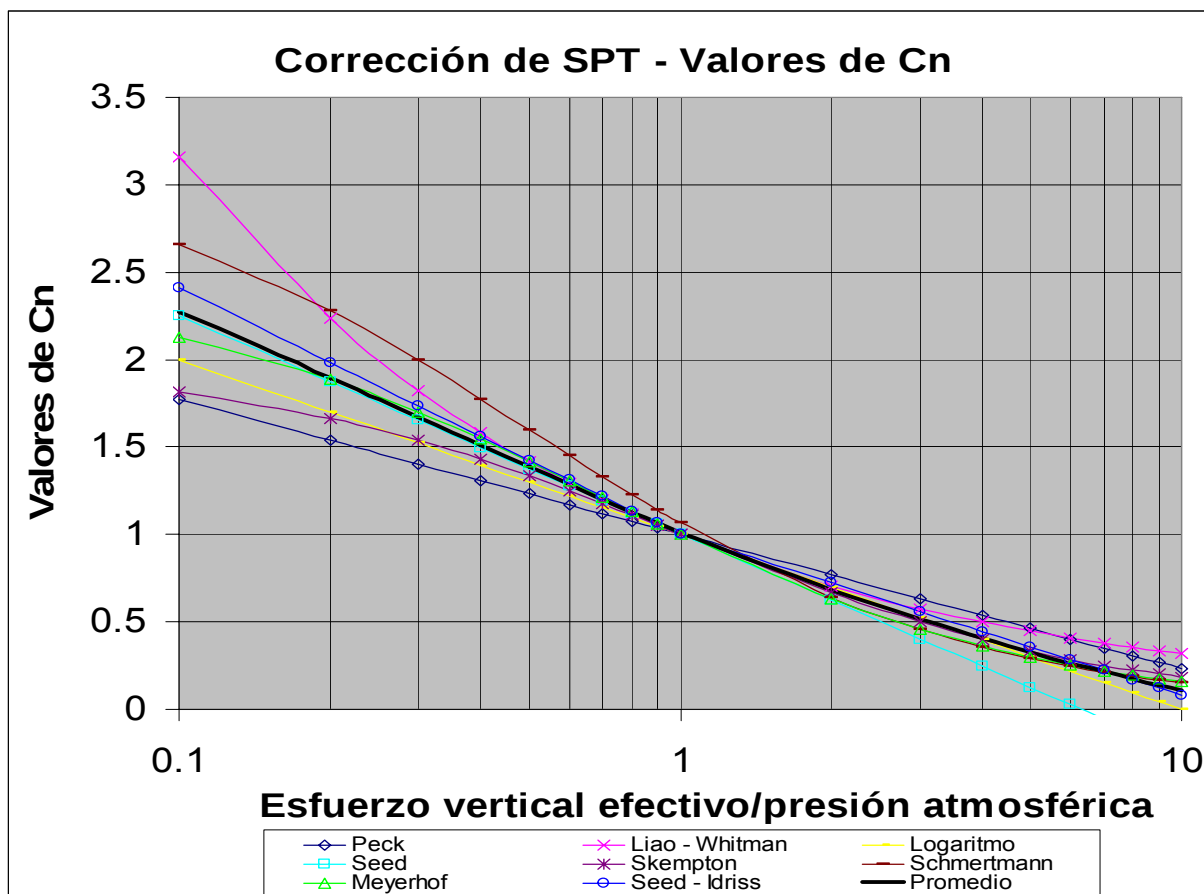
ec. (2.11)

$Pa$ : Presión de confinamiento

$\gamma$ : Peso específico del suelo

$h$ : profundidad de análisis

$Patm$ : presión atmosférica ( $1 \text{ kg/cm}^2$ )



**Figura 2.3 “Valores de Cn según la presión de confinamiento”.**

Fuente: “VII Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana”

Observando la variación de las diferentes formulaciones de Cn con Pa en esta figura se encuentra que las variaciones respecto del promedio son grandes, siendo por exceso la mayor la de Liao – whitman para  $Pa < 1$  y para  $5 < Pa < 10$  y la de Peck para  $1 < Pa < 5$ , mientras que por defecto las que más se apartan son las de Peck para  $Pa < 1$  y la de Seed  $Pa > 1$ .<sup>(29)</sup>

Además para algunas de ellas Cn puede llegar a  $Cn < 0$ , en especial para las siguientes:<sup>(29)</sup>

Tabla 2.7 “Valores de sobrecarga con factor de confinamiento cero”.<sup>(29)</sup>

| Autor(es)     | Valor de Pa para Cn=0 |
|---------------|-----------------------|
| Peck          | $Pa > 20$             |
| Seed          | $Pa > 6.31$           |
| Seed – Idriss | $Pa > 12.22$          |
| Logaritmo     | $Pa > 10$             |

También se puede adicionar que las formulaciones que menos se apartan del promedio son:

- a) Seed – Idriss
- b) Meyerhof
- c) Schmertmann
- d) Skempton

#### 2.4.3.2.2 Corrección por energía ( $\eta_1$ )

Las diferentes variaciones en la operación de liberación del martillo en la prueba, al momento de hincar el tomamuestras, genera una pérdida de la energía teórica que debería ser aplicada en condiciones de caída libre, es decir que la energía que recibe el tomamuestra es un porcentaje de la energía teórica. Es por esto que debe corregirse el valor de N. <sup>(18)(19)</sup>

Algunos investigadores (Schmertmann, 1976; Schmertmann y Smith, 1977; Kovacs y Salome, 1982; Robertson et. al., 1983; Seed et. al., 1985; Drumright et. al., 1996), han encontrado que los martillos cilíndricos accionados por manila y mandril, suministran, en promedio, un 45 % de la energía nominal o teórica, mientras que los de seguridad entre 50 y 70%. <sup>(18)</sup> Schmertmann y Smith, 1977 encontraron que, la energía de cada golpe se calcula integrando la fuerza axial (F), mediante la siguiente ecuación:

$$E_i (\text{lb} - \text{inch}) = \frac{12 KC}{MA} \int_0^{t_1} F^2 dt \quad \text{ec. (2.12)}$$

Donde: K: factor de corrección por la distancia entre el punto de impacto del martillo y el sensor (varía entre 1.03 y 1.28)

C: velocidad del sonido en el varillaje (16,000 ft/s)

M: módulo de Young del varillaje (29 x 10<sup>3</sup> kips/in<sup>2</sup>)

A: área de la sección transversal del varillaje (1.1781 in<sup>2</sup> para varillaje AW)

F: fuerza en el sensor (kips)

t<sub>1</sub>: tiempo en el cual la onda de tensión reduce el valor de F a cero (milisegundos).

De este modo la energía calculada con la ecuación 2.12 es E<sub>i</sub> = 2,547 lb-in para un martillo de seguridad.

La eficiencia o energía de referencia estándar (E<sub>i</sub>/E\*) de un golpe del martillo se define como la relación entre la energía medida en el golpe (E<sub>i</sub>) y la energía nominal teórica (E\*). Como E\* = 140 lb x 30 in = 4,200 lb-in, por tanto: E<sub>Rs</sub>=E<sub>i</sub>/E\* = 2,547/4,200 = 0.61 (61 %) ≈ 60%. <sup>(18)</sup>

Si se obtienen N golpes por medio de un sistema con relación de energía, la expresión siguiente permite calcular N<sub>corr</sub> referidos a un sistema con relación de energía estándar E<sub>Rs</sub>, así: <sup>(15)(18)(29)</sup>

$$N_{\text{corr}} = N_{\text{cam}} * (E_R/E_{R_s}) \quad \text{ec. (2.13)}$$

E<sub>R</sub>: Energía de referencia (% de energía entregada al martillo durante el ensayo).

ERs: Energía de referencia estándar (% de la energía entregada respecto a la teórica de caída libre)

Se han propuesto varias sugerencias para la relación de energía estándar, que pueden resumirse en la siguiente tabla:

Tabla 2.8 “Relación de energía estándar”. <sup>(15)</sup>

| ERs(%)            | Referencia                                 |
|-------------------|--------------------------------------------|
| 50 – 55 (usar 55) | Schmertmann (según Robertson et al., 1983) |
| 60                | Seed et al. (1985); Skempton (1986)        |
| 70 - 80           | Riggs (1986)                               |

Se considera que para un martillo anular  $ER=45\%$  y para martillo de seguridad  $ER=60\% - 100\%$ . En estados unidos es usual considerar que  $ERs=ER=60\%$  es un valor representativo, mientras que para Japón el valor representativo puede ser  $ER=72\%$ . La siguiente tabla muestra los valores de  $\eta_1$  usados en diferentes países según el tipo de martillo y procedimiento aplicado en la prueba.

Tabla 2.9 “Valores de  $\eta_1$  según el tipo de martillo y procedimiento usado en la prueba”. <sup>(19)(30)</sup>

| País                              | Tipo de martillo | procedimiento                           | $\eta_1$ |
|-----------------------------------|------------------|-----------------------------------------|----------|
| Japón                             | anular           | Caída libre                             | 1.30     |
|                                   | anular           | Cuerda con polea especial tirado a mano | 1.12     |
| E.E.U.U                           | Seguridad        | Cuerda con polea tirado a mano          | 1.00*    |
|                                   | Anular           | Cuerda con polea tirado a mano          | 0.75*    |
| Europa                            | Anular           | Caída libre                             | 1.00*    |
| China                             | Anular           | Caída libre                             | 1.00*    |
|                                   | Anular           | Cuerda con polea tirado a mano          | 0.83     |
| Colombia                          | anular           | Cuerda con polea tirado a mano          | 0.75*    |
| *Con ERs usada en estados unidos. |                  |                                         |          |

Usualmente, combinando tanto las correcciones de energía como de confinamiento el valor de  $N$  se suele expresar como  $N_{60}$ . <sup>(29)</sup>

Para los restantes factores pueden tenerse en cuenta los valores siguientes:

#### 2.4.3.2.3 Corrección por longitud de barras, $\eta_2$ .

Según Seed, cuando la longitud de las barras de perforación es inferior a 3 m hay una reflexión (retroceso) en las mismas que reduce la energía disponible que le llega

al sacamuestras para generar su penetración. La reflexión entonces genera un aumento de la resistencia a penetración, por esta razón es que se hace necesario hacer este tipo de corrección.

Tabla 2.10 “Correcciones por longitud de las barras”. <sup>(15)</sup>

| Longitud(m) | $\eta_2$ |
|-------------|----------|
| >10         | 1.00     |
| 6 – 10      | 0.95     |
| 4 – 6       | 0.85     |
| 0 - 4       | 0.75     |

#### 2.4.3.2.4 Corrección por el tomamuestras, $\eta_3$

Los sacamuestras partidos normalizados según ASTM tienen un diámetro interno constante de 35 mm ( $1\frac{3}{8}$ ”) incluyendo el tubo portamuestras. Si no se emplea un portamuestras interno de PVC entonces el diámetro interior es de 38 mm ( $1\frac{1}{2}$ ”). En este caso la fricción desarrollada por el suelo contra la pared interior del sacamuestras disminuye. <sup>(15)(19)(30)</sup>

Tabla 2.11 “Corrección por tomamuestra”. <sup>(15)</sup>

|                      | $\eta_3$ |
|----------------------|----------|
| Sin revestimiento    | 1.00     |
| Con revestimiento    |          |
| Arena densa, arcilla | 0.80     |
| Arena suelta         | 0.90     |

#### 2.4.3.2.5 Corrección por el diámetro de la perforación, $\eta_4$

La presión de confinamiento que proporciona el suelo alrededor de la perforación afecta la resistencia del suelo a la penetración. Si el ensayo se efectúa en una perforación de gran diámetro se pierde parte de este confinamiento. El ensayo de penetración estándar se hace convencionalmente en una perforación de 6.35cm de diámetro <sup>(15)(19)</sup>. En la siguiente tabla se muestran factores de corrección para diferentes diámetros de la perforación.

Tabla 2.12 “Corrección por diámetro de la perforación,  $\eta_4$ ”. <sup>(15)</sup>

| Diámetro de la perf(mm) | $\eta_4$ |
|-------------------------|----------|
| 60 – 120                | 1.00     |
| 150                     | 1.05     |
| 200                     | 1.15     |

El uso de los factores  $\eta_2$ ,  $\eta_3$ ,  $\eta_4$  generalmente se deja a criterio del ingeniero de suelos pues estos para determinados valores tienden a dar un valor de N muy alto, si

se quiere eliminar este problema puede tomarse directamente 1(unos) para todos los factores.

En caso de estar en presencia del nivel freático

$$N_{\text{corr}} = 15 + 0.5 (N_{\text{cam}} - 15)$$

ec. (2.14)

$N_{\text{corr}}$ : valores de  $N$  corregidos por presencia del nivel freático

La corrección anterior solo se hace si  $N_{\text{cam}} > 15$ .

### Criterios para la estimación de cantidad y profundidad de sondeos

El número, localización y profundidad apropiada para las perforaciones depende de varios factores, incluyendo los siguientes:<sup>(1)(30)</sup>

- Si el perfil del suelo es errático, u homogéneo en el lugar.
- Si la estructura necesitará una cimentación superficial o profunda.
- Cuán crítica es la estructura (¿Qué consecuencia produciría la falla de la cimentación?)
- ¿Cuán grande es la estructura?

En nuestro país, la poca importancia que se le da a los estudios y la informalidad, juegan un papel adverso a los proyectos, lo que requiere una actitud muy clara de los ingenieros.

El número de sondeos a realizar está determinado por el espaciamiento entre éstos y la extensión del proyecto.<sup>(1)</sup>

En la tabla 2.13 se muestra los espaciamientos típicos utilizados en función del tipo de proyecto. Los valores dados pueden duplicarse si el suelo es regular, uniforme y conocido, o reducidos a la mitad si el suelo es irregular. En la tabla 2.14 se presenta la profundidad mínima de perforación según el número de pisos de las estructuras y el tipo de proyecto.<sup>(1)(30)</sup>

Tabla 2.13 "Espaciamiento de perforaciones".<sup>(1)</sup>

| Espaciamiento de sondeos               |                  |
|----------------------------------------|------------------|
| Estructura o proyecto                  | Espaciamiento(m) |
| Urbanizaciones (casa hasta de 2 pisos) | 40 – 70          |
| Fabricas de un piso                    | 30 – 60          |
| Edificios de varios pisos              | 20 – 50          |
| Carreteras y autopistas                | 50 – 500         |
| Presas                                 | 20 – 60          |
| Canteras                               | 30 - 120         |

Las perforaciones deberían extenderse a una profundidad tal que el cambio del esfuerzo efectivo debido a la construcción no sea mayor que el 10% del esfuerzo efectivo inicial. Para edificaciones sobre zapatas aisladas este criterio será satisfecho si las perforaciones llegan a las profundidades especificadas en la tabla. <sup>(1)(30)</sup>

Tabla 2.14 “Profundidad mínima de perforación”. <sup>(1)</sup>

| Tipo de edificación | Profundidad mínima de las perforaciones |            |
|---------------------|-----------------------------------------|------------|
|                     | (pie)                                   | (m)        |
| Estrecha y liviana  | $10S^{0.7}$                             | $3S^{0.7}$ |
| Ancha y pesada      | $20S^{0.7}$                             | $6S^{0.7}$ |

S: es el número de pisos de la edificación

Para cualquier tipo de estructura el número mínimo de sondeos a realizar es de tres, solamente en el caso de terrenos con suelos muy conocidos o en estructura con carga reducida o un área muy pequeña puede disminuirse este número. <sup>(30)</sup>

### Clasificación de suelo en campo

Procedimiento para identificación de suelos de granos finos <sup>(8)</sup>

1. Se toma una muestra representativa del material. Se remueven las partículas más grandes que el tamiz No 40 (arena media y mayores) hasta que halla un espécimen equivalente a un puñado del material. Se usa este espécimen para ejecutar las pruebas de resistencia en seco, dilatancia y plasticidad.
2. Resistencia en seco, de este espécimen se toma suficiente material para formar una bola de aproximadamente 1" de diámetro, moldear el material hasta que adquiera consistencia mazosa, agregar agua si es necesario.
3. Del material moldeado, hacer al menos tres especímenes para prueba, cada uno de estos debe tener un diámetro de ½", dejar a los especímenes secar al aire, al sol o por métodos artificiales, sin permitir que su temperatura exceda 60°C.
4. Si la muestra para prueba contiene terrones secos y estos son de aproximadamente ½" de diámetro pueden usarse en vez de estas bolas moldeadas.
5. Probar la dureza de las bolas o de los terrones aplastándolos entre los dedos. Anotar esta dureza como ninguna, baja, media, alta, o muy alta. La presencia de dureza alta indica la existencia de materiales cementados, tales como carbonato de calcio.

6. Dilatancia, de especimen, se selecciona suficiente material para moldear bolas de aproximadamente  $\frac{1}{2}$ " de diámetro o moldear el material, agregando agua si es necesario hasta que tenga una consistencia suave pero no pegajosa.
7. Alisar la bola de suelo en la palma de la mano con un cuchillo o una espátula. Mover horizontalmente, y apretar la masa entre las manos rigurosamente varias veces. Se notará entonces como aparece el agua en la superficie del suelo. Apretar la muestra esta vez cerrando la mano y anotar la aparición del agua como ninguna, lenta o rápida.
8. Para finalizar la prueba, el espécimen es formado en rolitos mediante el frotado del espécimen entre las palmas de la mano hasta que tenga un diámetro de aproximadamente de  $\frac{1}{8}$ " (si la muestra esta demasiado húmeda para ser enrollada puede dejarse un momento para que pierda humedad por evaporación) continuar con este proceso hasta que la muestra se agriete, esto sucede cuando el suelo se encuentra cerca del límite plástico. Note la presión requerida para enrollar el espécimen cuando la muestra se encuentre cerca del límite plástico, además note la dureza del rolito.
9. Describa la dureza de los rolos como baja, media, alta.
10. Plasticidad, en base a las observaciones hechas durante la prueba de dureza se describe la plasticidad de acuerdo a la tabla.

Tabla 2.15 "Criterios para describir plasticidad". <sup>(8)</sup>

| Descripción | criterio                                                                                                                                                              |
|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| No plástico | La muestra no puede enrollarse hasta diámetros de $\frac{1}{8}$ "(3mm) con ningún contenido de humedad.                                                               |
| baja        | Los terrones no pueden formarse cuando se encuentran más secos que el límite plástico.                                                                                |
| media       | Puede enrollarse fácilmente y no se requiere mucho tiempo para alcanzar el límite plástico. Los cilindros no pueden reenrollarse una vez alcanzado el límite plástico |
| alta        | Si toma un tiempo considerable alcanzar el límite plástico. Los rolitos pueden reenrollarse varias veces después de alcanzado el límite plástico.                     |

Identificación de suelos inorgánicos de granos finos <sup>(8)</sup>

1. Se identifica el suelo como CL, si tiene dureza seca media a alta, dilatancia de ninguna a lenta y plasticidad media.
2. Se identifica el suelo como CH, si tiene alta o muy alta dureza seca, dilatancia ninguna y alta plasticidad.

3. Se identifica el suelo como ML, si no tiene o tiene baja dureza seca, lenta a rápida dilatancia y plasticidad baja o ninguna.
4. Se identifica el suelo MH, si tiene baja a media dureza seca, ninguna o lenta dilatancia y baja o media plasticidad.

Tabla 2.16 "Identificación de suelos inorgánicos de granos finos". <sup>(8)</sup>

| Símbolo | dureza seco     | dilatancia      | dureza         |
|---------|-----------------|-----------------|----------------|
| ML      | Ninguna a baja  | Lenta a rápida  | Baja           |
| CL      | Mediana a alta  | Ninguna a lenta | Mediana        |
| MH      | Baja a mediana  | Ninguna a lenta | Baja a mediana |
| CH      | Alta a muy alta | Ninguna         | Alta           |

#### Identificación de suelos orgánicos <sup>(8)</sup>

1. Se identifica el suelo como OL/OH, si contiene suficientes partículas para influenciar sus propiedades. El suelo orgánico usualmente tiene color café oscuro o negro y puede tener olor orgánico.
2. Si se estima que contiene de 15 a 25 % de arena o grava, o ambos pueden usarse las palabras con arena o con grava el que se a mas predominante .Si el porcentaje de arena es igual al de grava se pone arena.
3. Si se estima que contiene 30% o mas de arena o grava o ambos pueden usarse las palabras arenoso o gravoso para agregar al nombre del suelo, si el porcentaje de arena es igual al de grava usar la palabra arena.

#### Procedimiento para identificar suelo de granos gruesos (contiene menos del 50% de finos). <sup>(8)</sup>

1. El suelo es grava si se estima que el porcentaje de grava es mayor que el de arena.
2. El suelo es arena si se estima que el porcentaje de arena es mayor o igual al de grava.
3. El suelo es grava limpia o arena limpia si el porcentaje de finos es menor o igual a 5%.
4. Se identifica como grava bien graduada (GW) o arena bien graduada (SW) cuando los tamaños de las partículas varían en un amplio rango de valores.
5. Se identifica como grava mal graduada (GP) o arena mal graduada (SP) si contiene predominantemente partícula de un mismo tamaño.

6. El suelo puede ser grava con finos o arena con finos, si el porcentaje de finos es de 15% o mayor.
7. Identificar el suelo como grava arcillosa (GC) o arena arcillosa (SC) si los finos presentes son arcillas de acuerdo a los procedimientos para determinar suelos de granos finos de la sección anterior.
8. Identificar el suelo como grava limosa (GM) o arena limosa (SM) si los finos presentes son limos de acuerdo a los procedimientos para identificar suelos de granos finos.
9. Si se estima que el suelo contiene un porcentaje de 10% de finos, se le da una doble identificación usando dos símbolos de grupos.
10. El primer símbolo del grupo puede ser arena bien graduada o mal graduada o grava bien graduada o mal graduada (GW, GP, SW, SP) y el segundo símbolo puede ser grava o arena con finos (GC, GM, SC, SM).
11. El nombre del grupo puede formarse agregando al primer grupo las palabras “con arcillas” o “con limos” para indicar las características de plasticidad de los finos. Por ejemplo grava bien graduada con arcilla (GW-GC).
12. Si el espécimen consta predominantemente de grava o arena pero contiene un 15% o más de otro material grueso las palabras “con grava” o “con arena” pueden agregarse al grupo por ejemplo grava mal graduada con arena “GP-GS”.

#### 2.4.5 Granulometría

El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos.

Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más sencillo es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. <sup>(2)(16)</sup>

Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo. Como tamaño de las partículas puede considerarse el diámetro de ellas cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada, como la producida por un mazo de madera golpeando ligeramente. <sup>(2)(16)</sup>

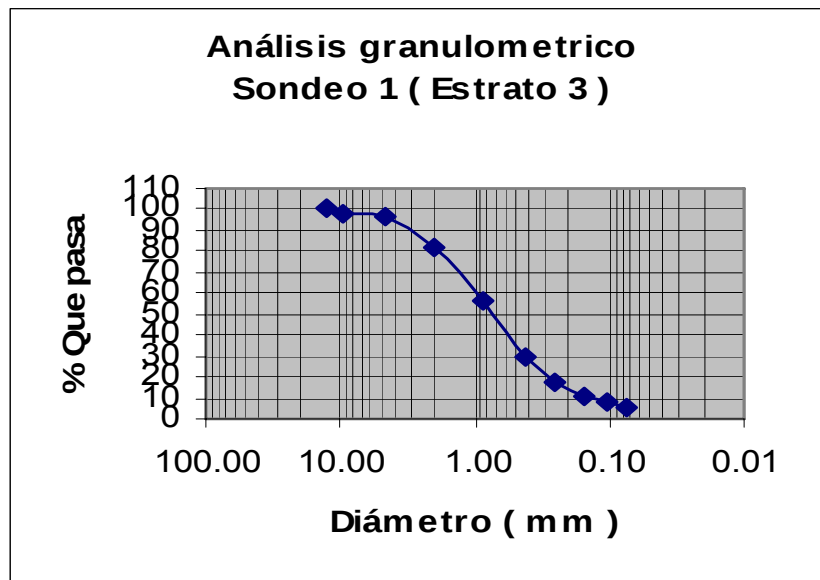


Figura 2.4 “Gráfica granulométrica”.

#### Procedimiento del tamizado <sup>(8)</sup>

La ejecución de este procedimiento por tamizado y lavado por el tamiz No 200 puede explicarse claramente en la forma siguiente:

1. Se selecciona la porción de la muestra secada al aire o al horno para propósitos de pruebas y registros de las masas de la muestra como una parte de la masa de la muestra total no corregida por humedad higroscópica.
2. Separar la muestra mediante tamizado, con el tamiz No 10.
3. Triturar la fracción retenida en un mortero con un mazo hasta que los agregados de la partícula de suelo estén rotos en granos.
4. Luego se divide nuevamente en dos fracciones por tamizado en la malla No 10
5. Lavar la fracción retenida, una vez que este libre de todo material fino, se seca y se pesa. Se registra esta masa como la masa de material grueso.
6. Una vez lavado y secado el material grueso se tamiza en la malla No 4 y se pesa lo retenido por esta.
7. Mezclar las fracciones que pasan la malla No10 en ambas operaciones de tamizado, y por el método de cuarteo o mediante el uso de un muestreador seleccionar una porción que pese aproximadamente 115gr para suelos arenoso y 65 gr. para suelos arcillosos y limosos.

8. La cantidad de la porción retenida en el tamiz No10 podría depender del tamaño máximo de la partícula de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.17 “Diámetro nominal de las partículas y porción retenida en el tamiz No 10”.<sup>(8)</sup>

| Diámetro nominal de la partícula mas larga<br>Pulg. (mm) | Porción mínima<br>( gramos) |
|----------------------------------------------------------|-----------------------------|
| 3/8 ( 9.5)                                               | 500                         |
| 3/4 (19)                                                 | 1000                        |
| 1 (25.4)                                                 | 2000                        |
| 1 ½ (38.1)                                               | 3000                        |
| 2 (50.8)                                                 | 4000                        |
| 3 (76.2)                                                 | 5000                        |

9. Para calcular el porcentaje que pasa la malla No 10 se hace dividiendo la masa que pasa la No 10 entre la masa original que se tamizo en ésta, y multiplicando el resultado por 100 para obtener la masa que pasa la No 10 se resta la masa retenida de la masa original.
10. Para comprobar la masa total del suelo que pasa el tamiz No 4, se le suma a la masa del material que pasa la No 10, la masa de la fracción que pasa la No 4 y la retenida en la malla No 10. Para comprobar la masa total que pasa el tamiz de 3/8, se le suma la que pasa la malla No 4 y la masa de la fracción que pasa la de 3/8 y la retenida en la No 4. Para el resto de tamices se continúa el mismo procedimiento.
11. Para determinar el porcentaje de la masa total que pasa por cada tamiz, se divide la masa que pasa entre la masa total y se multiplica por 100.

Los resultados del análisis granulométrico se presentan en gráficos o curvas granulométricas que permiten determinar las características granulométricas y determinar la graduación del material.

Un suelo de granos gruesos que contenga proporciones aproximadamente iguales de todos los tamaños de las partículas se describe como bien graduado y se caracteriza por tener una curva relativamente suave que cubre un amplio rango de partículas. Por el contrario se dice que un suelo es mal graduado en cualquiera de los casos siguientes. El suelo se describe como uniforme si una alta proporción de partículas esta comprendida en una banda de tamaños estrecha, la curva se caracteriza por tener una parte importante casi vertical. Si el suelo contiene partículas intermedias se dice que tiene graduación discontinua. Una indicación de la graduación puede expresarse numéricamente con el coeficiente de uniformidad,  $C_u$  o con el coeficiente de curvatura  $C_c$ .

Los suelos se clasifican como bien graduados si  $C_u > 4$  y  $1 < C_c < 3$  para gravas y si para arena  $C_u > 6$  y  $1 < C_c < 3$

El coeficiente de uniformidad se obtiene mediante:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{ec. (2.15)}$$

El coeficiente de curvatura es:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad \text{ec. (2.16)}$$

El  $D_{60}$  (diámetro eficaz), es el diámetro tal que el 60% de las partículas del suelo considerado tienen diámetro inferior.

Análogamente se pueden definir otros diámetros característicos variando el porcentaje señalado y así tenemos  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ , etc.

#### 2.4.6 Humedad del suelo in situ

Para la determinación de la humedad del suelo se sigue el siguiente procedimiento:<sup>(16)</sup>

1. Pesar una muestra representativa de suelo en estado húmedo, de unos 50 gr.
2. Secar dicha muestra a peso constante en un horno a una temperatura de 100 a 110°C y luego pesarla.
3. La diferencia entre el peso de la muestra antes y después de secada al horno representa el peso del agua que contenía la muestra, este peso del agua expresado como porcentaje del peso seco de la muestra proporciona el contenido de humedad.

El contenido de humedad del suelo puede variar desde 0 cuando esta seco hasta un máximo determinado y variable cuando está completamente saturado.

#### 2.4.7 Limite líquido

Para la determinación del límite líquido del suelo se sigue el siguiente procedimiento normalizado:<sup>(8) (16)</sup>

1. Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No 40, se colocan en una capsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.

2. Un poco de esta mezcla se coloca, con la espátula, en la copa de casa grande, formando una torta alisada de un espesor de 1cm en la parte de máxima profundidad.
3. El suelo colocado en la copa de casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando para ello un ranurador. El ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie interior de la copa. El movimiento del ranurador deberá ser de arriba hacia abajo.
4. Hecha la ranura sobre el suelo se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el numero de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisamente a 1.27cm. Si la ranura no se cierra a los 1.27cm entre 6 y 35 golpes, se recoge de nuevo el material de la copa, se añade agua y se vuelve a mezclar, o se seca la muestra hasta que alcance una consistencia dentro del intervalo.
5. Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes comprendido entre 6 y 35, se toman unos 10 g, aproximadamente de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se anotarán ambos números en la hoja de datos. Si la diferencia es mayor de un golpe, se repite el ensaye hasta que tres ensayos consecutivos den una conveniente serie de números.
6. Repítanse los pasos 2 a 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. Para humedecer el suelo hágase uso de un gotero, remoldeando la mezcla hasta que el agua añadida quede uniformemente incorporada. Para secar el suelo úsese la espátula, de ninguna manera debe secarse el suelo añadiendo suelo seco a la mezcla o sometiénola a algún proceso de evaporación violenta. De este modo deberán tenerse, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedades, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 20 golpes, con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que pueda considerarse recta.
7. Se unen los dos puntos marcados para el intervalo entre 6 y 20 golpes con una recta y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
8. Se conectan los dos puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intercepción de esta línea con la de los 25 golpes es el límite líquido del suelo.

Otro procedimiento muy usado para determinar el limite liquido en el laboratorio consiste en que, estando el material en la copa de casagrande con la ranura hecha como ya se ha indicado en el procedimiento normalizado, dar de 20 a 30 golpes y ver si la ranura se cierra a los 1.27 cm. En caso que no cierre se recoge el material de la copa se le agrega agua a la pasta o se seca, según el caso, y se repite este proceso

hasta conseguir que la ranura se cierre en su base los 1.27cm con un número de golpes contenido en este intervalo, una vez que se ha conseguido lo anterior los valores de humedad se multiplican por un factor de corrección k.<sup>(8)</sup>

Tabla 2.18 “Factor de corrección para el límite líquido”<sup>(8)</sup>

| N  | K     |
|----|-------|
| 20 | 0.973 |
| 21 | 0.979 |
| 22 | 0.985 |
| 23 | 0.99  |
| 24 | 0.995 |
| 25 | 1     |
| 26 | 1.005 |
| 27 | 1.009 |
| 28 | 1.014 |
| 29 | 1.018 |
| 30 | 1.022 |

Según Terzaghi y Peck, el límite líquido es útil para determinar el índice de compresibilidad de los suelos arcillosos normalmente consolidado, valor que es empleado para el cálculo de asentamientos.

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad \text{ec. (2.17)}$$

Cc: índice de compresibilidad

LL: límite líquido

La compresibilidad de los suelos puede expresarse así:

Cc de 0 – 0.19 baja

Cc de 0.2 – 0.39 media

Cc de 0.39 – 0.40 alta

Mc Carthy sugiere para suelos no cohesivos

Cc de 0.02 a 0.03 para arenas densas compacidad relativa de 60 a 80%

Cc de 0.05 a 0.06 para arenas blandas compacidad relativa de 25 a 40%

#### 2.4.8 Límite plástico<sup>(8) (11)</sup>

1. Para la determinación del límite plástico del suelo, generalmente se hace uso del material que, mezclado con agua, ha sobrado de la prueba del límite líquido.
2. Se selecciona de 1 a 2.5 g de la muestra de suelo y se le evapora humedad por mezclado hasta lograr una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable.

3. Se forma luego una pequeña bola que deberá rodillarse en seguida en la palma de la mano o en una placa de vidrio aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.
4. Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm sin romperse, deberá juntarse la muestra de nuevo, mezclarse en forma de bola y volver a rodillarse. El proceso debe continuarse hasta que se produzca un rompimiento de los filamentos al momento de alcanzar los 3.17mm de diámetro. Los suelos que no puedan rodillarse con ningún contenido de humedad se consideran como no plásticos.
5. Cuando al rodillar la bola se rompa el filamento al diámetro de 3.17mm, se toman los pedacitos, se pesan, se secan al horno, se vuelven a pesar ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

Casagrande desarrollo la gráfica llamada carta de plasticidad, esta sirve para determinar la plasticidad de las arcillas o la compacidad de los limos planteando los valores del limite liquido e índice de plasticidad, de acuerdo a los valores de limite liquido siguiente:

Plasticidad (arcillas) o compacidad (limos): Baja:  $LL < 30$ ; Media:  $30 < LL < 50$ ; Alta:  $LL > 50$

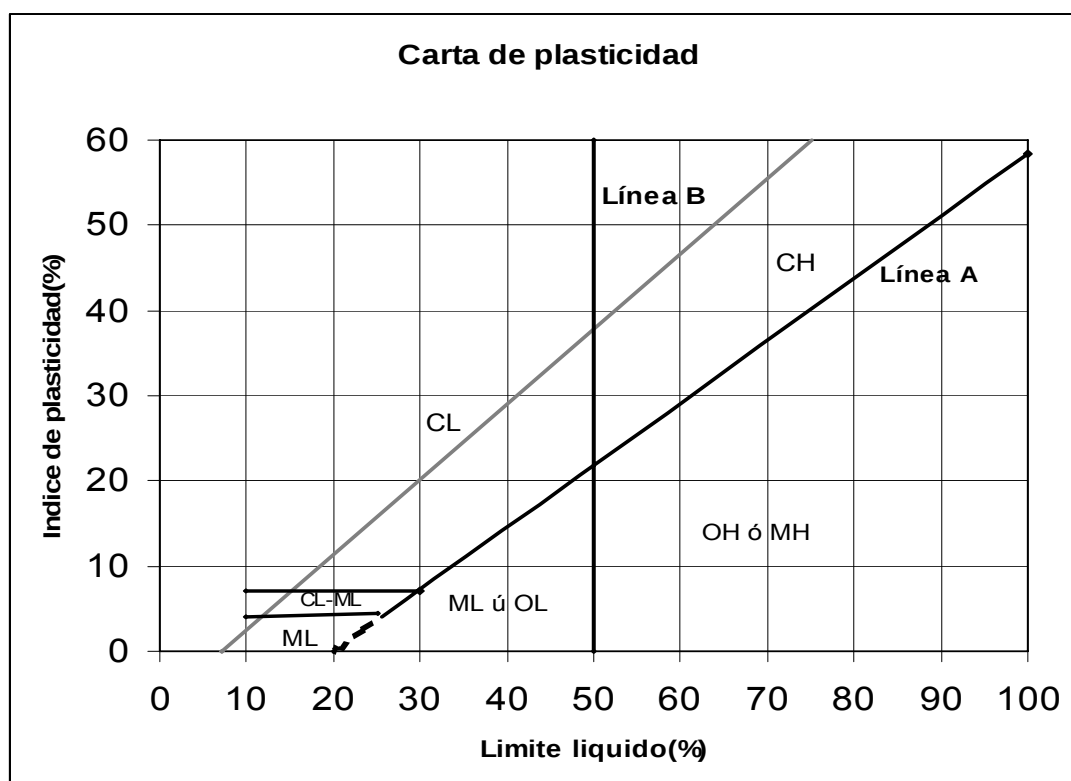


Figura 2.5 "Carta de plasticidad para la clasificación de los suelos con diámetro menor 0.074mm"

### 2.4.9 Clasificación de los suelos en laboratorio

Un sistema de clasificación de los suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades similares. <sup>(2)(17)(32)</sup>

El propósito es dar facilidades para estimar las propiedades o actitudes de un suelo por comparación con suelos de la misma clase cuyas propiedades se conocen y para facilitar al ingeniero un método preciso para la descripción del suelo.

Existen diferentes métodos actualmente para la clasificación de los suelos entre ellos:

- sistema de clasificación del departamento de caminos públicos(HRB)
- sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

El sistema de clasificación que usamos en nuestro trabajo monográfico, fue el sistema unificado, por lo que solamente abordaremos este.

Según el SUCS, el suelo se divide en dos clases, el de granos gruesos y el de granos finos, los de granos gruesos tienen más del 50% en peso, de granos más gruesos que el tamiz No 200. Estos suelos se representan por la letra G si más de la mitad del peso de las partículas gruesas son más gruesas que el tamiz No4, se representan por el símbolo S si más de la mitad son más finas que el tamiz No4. <sup>(8)(16)(17)</sup>

A la G o a la S le sigue una segunda letra que define la graduación, W en buena graduación con poco fino, P en graduación pobre uniformemente o discontinua con poco o ningún fino, M que contiene limo, y C que contiene arcilla. <sup>(8)(16)(17)</sup>

Los suelos de granos finos se dividen en arcillas, limos y arcillas orgánicas, estos símbolos están seguidos por una segunda letra que denota el límite líquido o la compresibilidad relativa, L para límite líquido menor que 50 y H para límite líquido que excede de 50. <sup>(8)(16)(17)</sup>

### 2.4.10 Penetrómetro de bolsillo

El valor de la resistencia a la compresión simple del suelo, puede obtenerse de manera aproximada por medio del penetrómetro de bolsillo, el cual se utiliza de la siguiente manera: <sup>(16)</sup>

1. Bájese el anillo rojo hasta el fondo del penetrómetro o sea hasta la escala mas baja del mismo.
2. Tómese la muestra y el penetrómetro se coloca normal al área transversal de la muestra y luego se empuja el pistón con presión firme dentro del suelo hasta la marca indicada por medio de una ranura alrededor del pistón.
3. Léase el esfuerzo de ruptura alrededor del pistón a compresión axial no confinada en  $\text{Kg/cm}^2$  en la parte baja del anillo siguiendo el orden de crecimiento a escala.

## 2.5 Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales en las cuales la carga de la estructura se transmite al subsuelo por medio de esta.

Tabla 2.19 “Tipos de cimientos”.

| Tipos de cimientos   |           |
|----------------------|-----------|
| superficiales        | profundos |
| Zapatas aisladas     | Pilotes   |
| Zapatas corridas     | Pilas     |
| Losas de cimentación | Cilindros |

El tipo de cimentación a elegir en cada caso debe determinarse a partir de las condiciones del terreno, en especial considerando la capacidad portante del suelo, los asentamientos posibles teniendo en cuenta la magnitud de la carga y otros factores como condiciones de acidez del suelo y la economía de la obra. <sup>(2)(17)(27)(30)</sup>

En la proyección de una fundación deben considerarse aspectos prácticos en la formación de un concepto sobre la decisión correcta, tales como: <sup>(1)(15)</sup>

1. Completa claridad respecto a la estratificación del suelo y sus propiedades físicas, igualmente información relativa al propio sitio y área adyacente a la construcción prevista.
2. Factores económicos.
3. Tener en cuenta los criterios del reglamento de construcción.

De acuerdo con la naturaleza del suelo y el propósito de la estructura, se requiere cierta profundidad de colocación del cimiento bajo la superficie del terreno es necesario entonces la capacidad de carga del suelo a esta profundidad.

Los cimientos se clasifican de acuerdo a la profundidad que este, este desplantado, ya sea en cimientos superficiales y cimientos profundos.

### 2.5.1 Cimientos superficiales

En las cimentaciones superficiales las cargas de la estructura pasan directamente al terreno donde son desplantadas las obras, estas se caracterizan por tener una profundidad menor de dos veces el ancho de la misma  $ND \leq 2B$ , donde B es el ancho de la cimentación. <sup>(17) (30)</sup>

### 2.5.1.1 Zapatas aisladas

Es el agrandamiento de una columna en su base para reducir las presiones que se ejercen sobre el terreno, al aumentar el área en la que se distribuyen. El cimiento puede tener cualquier forma, pero la zapata aislada, es la más económica desde el punto de vista de la construcción. <sup>(2)(17)(30)</sup>

Se opta por cimentación con zapata aislada de concreto cuando se tenga una o más de las siguientes condiciones: <sup>(27)</sup>

- Existencia de suelos ácidos ( $\text{ph} < 5.0$  ó Resistividad  $< 50 \Omega - \text{mt}$ ).
- Sitios en donde el nivel freático es alto y variable
- Capacidad portante del suelo de fundación mayor que  $1\text{kg/cm}^2$  y menor que  $1.5\text{kg/cm}^2$ .
- Se usa en suelos de baja compresibilidad ( $C_c$  menor a 0.2) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados.

### 2.5.1.2 Zapatas corridas

Es un cimiento continuo que soporta un muro, o tres o mas columnas en línea recta. Se emplean en suelos de bajas resistencias o cuando se transmiten grandes cargas al suelo. <sup>(2)(17)(30)</sup>

También se usan en suelos de compresibilidad media ( $C_c$  entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación.

### 2.5.1.3 Losas de cimentación

Son tipos de cimientos combinados que soportan más de tres columnas que no están en línea recta y que proporcionan la máxima área de cimentación para un espacio determinado con la mínima presión en la cimentación y por tanto mayor seguridad contra la falla del suelo. Son apropiados para controlar asentamientos diferenciales en muy variadas situaciones de carga, disposición estructural y condiciones del suelo portante. <sup>(2)(17)(30)</sup>

Se usan cuando las zapatas, cimentaciones corridas, no son suficientes para transmitir las cargas y disminuir con ello la presión sobre el terreno o cuando al emplear zapatas éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta. Usar este tipo de cimiento cuando se tienen suelos con capacidad de carga menores a  $0.5\text{kg/cm}^2$ .

## 2.5.2 Cimientos profundos

Estos se utilizan, si la capa que pueda soportar el peso de la estructura se encuentra muy por debajo, estas se caracterizan por tener una profundidad mayor de dos veces el ancho de la misma  $ND > 2B$ , se diferencian de las superficiales en que se transfiere

parte de la sollicitación vertical al suelo mediante rozamiento a lo largo del elemento.  
(17) (30)

Se opta por la fundación profunda cuando se tenga la siguiente condición:<sup>(27)</sup>

- Cuando no sea posible desde el punto de vista técnico-económico la construcción de la fundación del tipo losa.
- La capacidad portante del suelo de fundación sea menor a  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ .

Algunas cimentaciones profundas son las siguientes:

Pilotes: son elementos esbeltos con dimensión del orden 0.3 a 1m de diámetro.

Pilas: elementos cuyo ancho es mayor que 1m pero menor de 2.

Cilindro: presenta diámetros entre 3 y 4m.

## 2.6 Problemas generales de las cimentaciones

El comportamiento del suelo soporte frecuentemente controla el de la fundación. Los suelos soporte de una cimentación que no son duros o compactos, son compresibles y susceptibles a sufrir, bajo las cargas que se le aplican deformaciones apreciables. Estas deformaciones deben ser tales que durante la construcción de una obra, o al producirse la aplicación de las sobrecargas de servicio, los asentamientos o desnivelaciones del soporte que se produzcan no sean de magnitud nociva a la estabilidad de la obra ni puedan deteriorar su utilidad. <sup>(1)(2)(15)</sup>

Los suelos de fundación se componen a veces de capas heterogéneas que pueden estar a veces inclinadas circunstancia que puede originar deslizamiento del terreno bajo la acción de las cargas impuestas por la obra. <sup>(1)(2)(15)</sup>

El agua del terreno incide muchas veces en el comportamiento de las cimentaciones, la acción erosiva de corrientes de agua puede desestabilizar los estratos portantes. <sup>(1)(2)(15)</sup>

El estudio de los procedimientos de construcción en cada caso requiere buscar una solución satisfactoria desde el punto de vista técnico pero también de costo admisible lo que puede llegar a ser complejo y delicado. <sup>(1)(2)(15)</sup>

## 2.7 Problemas especiales de las cimentaciones

Se presenta problemas en los suelos de cimentación principalmente si los tipos de suelos encontrados en la investigación del terreno, se encuentran con suelos propensos a expandirse, también que sean susceptibles a la licuefacción, suelos propensos al colapso y al ataque de químicos.

### 2.7.1 Suelos expansivos

Los suelos que presentan un potencial de cambio de volumen, pueden transferir esfuerzos inadmisibles para los cimientos, si la cimentación no está diseñada para controlar las presiones que se generan. La expansión de los suelos depende entre otros factores, de la composición mineralógica, variación del nivel freático y clima.<sup>(17)(27)</sup>

El potencial de expansión se puede calificar dependiendo de los límites de consistencia del suelo, como se indica en la Tabla 2.20.

Tabla 2.20 “Relación entre el potencial de cambio volumétrico y Límites de consistencia”.<sup>(10)(27)</sup>

| Potencial cambio volumétrico | Índice de plasticidad | Límite líquido |
|------------------------------|-----------------------|----------------|
| bajo                         | < 18                  | 20 - 35        |
| medio                        | 15 - 28               | 35 - 50        |
| alto                         | 25 - 41               | 50 - 70        |
| muy alto                     | > 35                  | >70            |

### 2.7.2 Susceptibilidad de licuefacción

La licuefacción se produce cuando determinados tipos de suelos afectados por terremotos desarrollan elevadas presiones intersticiales de forma rápida (sin drenaje), dando lugar a una pérdida de la resistencia al cortante y a la rotura del suelo que se comporta como si fuera un líquido. Este fenómeno provoca el fallo de cimentaciones, roturas de taludes y deslizamiento. Los suelos susceptibles a perder gran parte de su resistencia ante sollicitaciones dinámicas son las arenas finas y flojas y las arenas y limos mal graduados. Otra de las condiciones necesarias para que tenga lugar la licuefacción es que el nivel freático esté cerca de la superficie, y que el grado de compactación sea bajo equivalente a valores de N golpes del SPT inferiores a 20.<sup>(31)</sup>

Las propiedades que caracterizan a los suelos susceptibles a la licuefacción son las siguientes:

Grado de saturación del 100%

Coefficiente de uniformidad  $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$ .

Contenido en finos inferior al 10%

Bajo grado de compactación, es decir  $N < 10$  para profundidades  $< 10\text{m}$  y  $N < 20$  para profundidades  $> 10\text{m}$ .

### 2.7.3 Suelos colapsables

Estos suelos tienen un comportamiento que varía según su contenido de humedad. Al aumentar esta puede producirse una considerable disminución de volumen y por consiguiente se produce asentamiento en la aplicación de cargas sobre estos suelos. Los suelos colapsables pueden ser identificados con pruebas de consolidación y prueba de placa de cargas, también otro indicador es el peso específico seco de estos suelos como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.21 "Colapsabilidad de los suelos según el peso específico seco".<sup>(31)</sup>

| Grado de colapso | Peso específico seco(kg/m <sup>3</sup> ) |
|------------------|------------------------------------------|
| Bajo             | > 1427                                   |
| Bajo a medio     | 1223 - 1427                              |
| Medio a alto     | 1019 – 1223                              |
| Alto a muy alto  | < 1019                                   |

### 2.7.4 Ataque químico a las cimentaciones

#### 2.7.4.1 Acidez de los Suelos

Es de pleno conocimiento la acción destructiva de los suelos ácidos sobre elementos metálicos embebidos en ellos; por este motivo es de particular importancia el análisis de las fundaciones en este tipo de suelos.

En la tabla 2.5 se muestra como determinar la acidez de los suelos apoyados en la resistividad del suelo.

### 2.8. Parámetros necesarios en la proyección de cimentaciones

Para la determinación de presión admisible en las cimentaciones es necesario tener en cuenta el criterio de estabilidad (seguridad contra la falla del suelo) y el criterio de deformación (asentamientos permisibles).<sup>(1)(2)(7)(15)</sup>

El criterio de estabilidad se basa en la condición de que la estructura nunca transmita al suelo esfuerzos tales que sobrepasen la capacidad de carga de este. Mientras que el criterio de deformación se basa en la condición de que las cargas de la estructura no deformen el suelo de cimentación, más allá de un valor tolerable, fuera del cual resultarían daños leves, graves o incluso el colapso de la estructura, según la magnitud del asiento fuera "n" cantidad de veces mayor que el permisible.<sup>(1)(2)(7)(15)</sup>

Para el análisis de carga admisible se debe contar con datos exactos del suelo debajo de la cimentación y de la estructura que se construirá sobre la cimentación. Los datos del suelo incluyen la profundidad y el espesor de los estratos de suelo y roca, el nivel del agua subterránea y las propiedades físicas de cada suelo, entre ellas su resistencia y su compresibilidad. Si el depósito de suelo es uniforme, los análisis se basaran en las propiedades promedio de cada material; si el suelo es variable los

análisis se basaran en la peor combinación de las propiedades del suelo que se determinaron en los ensayos. <sup>(1)(2)(7)(15)</sup>

En el caso de nuestro trabajo monográfico no se considera ningún dato de la estructura pues aún no se cuenta con el diseño de la misma, sino que se basa esencialmente en los parámetros del suelo.

### 2.8.1 Factor de seguridad

En geotecnia es un coeficiente por el cual deben reducirse la resistencia al corte del terreno para que una cimentación alcance el estado de equilibrio limite, el valor elegido para este coeficiente depende de: <sup>(26)(32)(31)</sup>

- El tipo de suelo (usar valores más altos para arcillas y más bajos para arenas).
- Densidad de sondeos.
- El grado de incertidumbre en la definición del perfil del suelo y los parámetros de resistencia al corte del terreno.
- La importancia de la estructura y las consecuencias de una falla.
- La probabilidad de que la carga de diseño ocurra realmente alguna vez.

Este factor se usa para determinar la carga admisible del suelo de cimentación, para que esta sea siempre menor que la carga de falla y esté lo suficientemente lejos de ésta, como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades del suelo, a la teoría específica de carga que se use y otros aspectos que intervengan de acuerdo al criterio del ingeniero geotécnico.

Los valores a usar en un caso dado en la práctica varían según la importancia de la obra y como se dijo antes del orden de las incertidumbres que se manejen, se aconseja usar factores de seguridad en un rango de 3 hasta 5, pero siempre queda la posibilidad de usar otros valores de acuerdo al criterio del ingeniero geotécnico.

La variabilidad de las características del suelo constituye la principal razón para adoptar un factor de seguridad. Algunos de los factores de seguridad según la importancia de la obra que deberían tomarse en cuenta se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 2.22 “Factores de seguridad recomendado para zapatas aisladas, Vesic (1975)”.

| Cat. | Estructuras típicas                                                      | Características de la categoría                                                                           | Factores de seguridad de diseño |                                |
|------|--------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
|      |                                                                          |                                                                                                           | Exploración del suelo completa  | Exploración del suelo limitada |
| A    | Almacenes, silos, muros de cimentación, hornos, estructuras Hidráulicas. | La carga de diseño máxima es muy probable que ocurra con frecuencia; consecuencias de fallas desastrosas. | 3.0                             | 4.0                            |
| B    | Puentes de carreteras edificios públicos e industriales muy esbeltos.    | Las cargas de diseño máxima pueden ocurrir ocasionalmente, consecuencias de fallas serias.                | 2.5                             | 3.5                            |
| C    | Edificios de departamentos y oficinas.                                   | La carga de diseño máxima es improbable que ocurra                                                        | 2.0                             | 3.0                            |

Proponemos como guía para la estimación del valor del factor de seguridad la incertidumbre estadística ante el universo de datos con que se cuenta. Por tanto el factor de seguridad será:

$$F_s = F_{sd} + F_{si} \quad \text{ec. (2.18)}$$

$$F_{si} = 1/n \quad \text{ec. (2.19)}$$

$F_{sd}$  : factor de seguridad dinámico, que equivale al factor en que se reduce el valor de resistencia del subsuelo debido a los sismos.

$F_{si}$  : Factor de seguridad por incertidumbre estadística

$n$  : número total de sondeos

Algunos autores han concluido, según pruebas triaxiales cíclicas, que el suelo en condiciones dinámicas soporta solamente 1/3 de los esfuerzos en condiciones de cargas estáticas. Por lo que se asume  $F_{sd} = 3$ .

### 2.8.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga es la predisposición del suelo de soportar una carga sin que se produzcan fallas en su masa.

La capacidad de carga de un suelo se puede obtener por medio de los resultados que proporciona la prueba del SPT relacionándola con la compacidad relativa en suelos granulares y con la compresión simple en suelos finos.

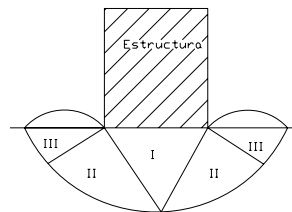
Se ha visto que la falla por capacidad de carga ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación.

Los tres tipos de falla bajo la cimentación son: <sup>(2)(15)(17)</sup>

1. falla por corte general
2. falla por punzonamiento
3. falla por corte local

### 2.8.2.1 Falla por corte general

Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Es usualmente súbita y catastrófica y a menos que la estructura misma no permita la rotación de la zapata ocurre con cierta visibilidad de inclinación un hinchamiento del suelo a los lados. <sup>(2)(15)(17)</sup>

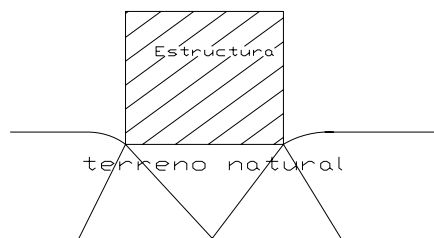


**Figura 2.6 “falla por corte general”.**

La falla por corte general es la más común. Esta ocurre en suelos relativamente incompresibles y razonablemente densos o compactos o en arcillas saturadas normalmente consolidadas que son rápidamente cargadas prevaleciendo la resistencia no drenada. La superficie de falla está bien definida y la falla ocurre repentinamente. Unos abultamientos aparecen sobre la superficie del terreno adyacente a la cimentación; aunque estos aparecen en ambos lados de la zapata, la falla última ocurre a un sólo lado, acompañada por la inclinación de la zapata.

### 2.8.2.2 Falla por punzonamiento

Se caracteriza por el asentamiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimiento de este junto a la cimentación manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal. <sup>(2)(15)(17)</sup>

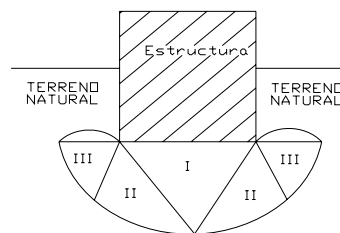


**Figura 2.7 “Falla por punzonamiento”.**

La falla por punzonamiento es el extremo opuesto de la falla por corte general, esta ocurre en arenas muy sueltas, en delgadas capas de suelo compacto que sobreyace a suelos muy blandos o en arcillas blandas cargadas lentamente y en condiciones drenadas. La alta compresibilidad de tales perfiles de suelo causa grandes asentamientos y superficies de corte verticales pobremente definidas. No ocurren abultamientos significativos en la superficie del terreno y la falla se desarrolla gradualmente.

### 2.8.2.3 Falla por corte local

Representa una transición entre las dos anteriores pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al abultamiento del suelo a los lados de la cimentación y además la compresión vertical debajo de ella es fuerte y la superficie de deslizamiento termina en algún punto dentro de la masa misma del suelo.<sup>(2)(15)(17)</sup>



**Figura 2.8 “Falla por corte local”.**

Terzaghi considero tres zonas en el suelo como se muestra en la figura 2.6 con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de las cimentaciones tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados alcance la presión pasiva (la que se opone al vuelco y desplazamiento de la cimentación) del suelo adyacente.<sup>(16)(30)</sup>

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla se extiende desde cada lado de la cuña donde los planos de falla tienen forma de espiral logarítmica, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.<sup>(16)(30)</sup>

La zona III es una forma de corte lineal en la cual el suelo se corta a lo largo de superficies planas, la resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior de dicha zona, resistencia que es una función del ángulo de fricción interno, de la cohesión y del peso del suelo.<sup>(16)(30)</sup>

Aún no se ha desarrollado un criterio cuantitativo general para determinar cuál de estos tres modos de falla gobernará en cualquier circunstancia; sin embargo, los siguientes lineamientos pueden ser muy útiles: <sup>(30)</sup>

- Las zapatas sobre arcillas están gobernadas por el caso de corte general.
- Las zapatas sobre arenas densas están gobernadas por el caso de corte general. (Una arena densa tiene una densidad relativa,  $D_r$ , mayor que aproximadamente 67%).
- Las zapatas sobre arenas sueltas a medianamente densas (30%,  $D_r$ , 67%) probablemente están gobernadas por el corte local.
- Las zapatas sobre arenas muy sueltas ( $D_r < 30\%$ ) probablemente están gobernadas por la falla de corte por punzonamiento.

Para la mayoría de problemas prácticos, sólo es necesario chequear el caso de corte general y luego realizar los análisis por asentamiento para verificar que la zapata no se asentará excesivamente. Los análisis por asentamiento implícitamente protegen contra las fallas por corte local y por punzonamiento. <sup>(26)(30)</sup>

#### **2.8.2.4 Determinación de la capacidad de carga**

Existen varias teorías desarrolladas para resolver el problema de la capacidad de carga de los suelos; muchas de estas teorías tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento del suelo y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis.

Las teorías principales para resolver el problema de capacidad de carga son: <sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

Teoría de Terzaghi  
Teoría de Meyerhof  
Teoría de Hansen

##### **2.8.2.4.1 Teoría de Terzaghi**

Esta teoría fue una de las primeras desarrolladas para el análisis de capacidad de carga, su impacto en la mecánica de suelos ha sido de tal trascendencia que en la actualidad es utilizada. Es probablemente la teoría mas usada en los proyectos prácticos especialmente en el caso de los cimientos poco profundos.

Terzaghi considera la resistencia al esfuerzo cortante solamente abajo del nivel de desplante de la cimentación, despreciando la resistencia por encima de dicho nivel.

Supone que el terreno sobre la base del cimiento solo produce un efecto que puede representarse mediante una sobrecarga  $q = \gamma D_f$  actuante precisamente en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento. <sup>(2)(7)(15)(17)(26)</sup>

La ecuación de Terzaghi es  $q_{ult} = C N_c S_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma$  **ec. (2.20)**

En donde:

C: cohesión del suelo

$N_c$ : muestra la influencia de la cohesión

$\gamma_1$ : peso específico del suelo arriba del nivel de desplante

$D_f$ : nivel de desplante

$\gamma_2$ : peso específico del suelo abajo del nivel de desplante

$N_q$ : muestra de influencia de la sobrecarga

B: ancho del cimiento

$N_\gamma$ : factor de carga

$S_\gamma$ : factor de forma

Tabla 2.23 “Factores de carga según Terzaghi”. <sup>(2)(7)(15)(17)(26)</sup>

| $\phi$ | $N_c$ | $N_q$  | $N_\gamma$ |
|--------|-------|--------|------------|
| 0      | 5.7   | 1      | 0          |
| 5      | 7.3   | 1.6    | 0.5        |
| 10     | 9.6   | 2.7    | 1.2        |
| 15     | 12.9  | 4.4    | 2.5        |
| 20     | 17.7  | 7.4    | 5          |
| 25     | 25.1  | 12.7   | 9.7        |
| 30     | 37.2  | 22.5   | 19.7       |
| 34     | 52.6  | 36.5   | 36         |
| 35     | 57.8  | 41.4   | 42.4       |
| 40     | 95.7  | 81.3   | 100.4      |
| 45     | 172.3 | 173.3  | 297.5      |
| 48     | 258.3 | 287.9  | 780.1      |
| 50     | 347.5 | 415.10 | 1153.2     |

$\phi$ : Ángulo de fricción interno del suelo

Tabla 2.24 “Factores de forma según Terzaghi”. <sup>(2)(7)(15)(17)(26)</sup>

| Factores   | Continua | cuadrada | Circular |
|------------|----------|----------|----------|
| $S_c$      | 1        | 1.3      | 1.3      |
| $S_\gamma$ | 1        | 0.8      | 0.6-0.8  |

#### 2.8.2.4.2 Teoría de Meyerhof

Esta teoría es un análisis mejorado de la teoría expuesta por Terzaghi, en su teoría Meyerhof trata de cubrir deficiencias dejadas por Terzaghi como es el caso de no tomar en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en

cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamientos o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

Meyerhof en su teoría propone un factor de forma  $S_q$  relacionado con el factor que muestra la influencia de la sobrecarga  $N_q$ . Además incluye factores de profundidad  $d_c, d_q, d_\gamma$  y factores de inclinación  $i_c$  e  $i_\gamma$  no tomados en cuenta por Terzaghi. <sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

La ecuación de Meyerhof es

$$q_{ult} = C N_C S_C d_c + \gamma_1 D_f N_q S_q d_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad \text{ec. (2.21)}$$

Donde:

$C$ : cohesión del suelo  $\phi = 0$

$N_C$ : muestra la influencia de la cohesión

$S_C$ : factor de forma

$d_c$ : factor de profundidad

$\gamma_1$ : peso específico del suelo arriba del nivel de desplante

$D_f$ : nivel de desplante

$\gamma_2$ : peso específico del suelo abajo del nivel de desplante

$N_q$ : muestra de influencia de la sobrecarga

$S_q$ : factor de forma

$d_q$ : factor de profundidad

$B$ : ancho del cimiento

$N_\gamma$ : factor de carga

$S_\gamma$ : factor de forma

$d_\gamma$ : factor de profundidad

Los valores de  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  son los mismos factores de carga de los de Hansen

Tabla 2.25 "Factores (forma, profundidad y inclinación) según Meyerhof". <sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

| Factores    | Valor                                          | Para             |
|-------------|------------------------------------------------|------------------|
| Forma       | $S_c = 1 + 0.2 K_p (B / L)$                    | Cualquier $\phi$ |
|             | $S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p (B / L)$         | $\phi > 10$      |
|             | $S_q = S_\gamma = 1$                           | $\phi = 0$       |
| Profundidad | $d_c = 1 + 0.2 (K_p)^{0.5} (D / B)$            | Cualquier $\phi$ |
|             | $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 (K_p)^{0.5} (D / B)$ | $\phi > 10$      |
|             | $d_q = d_\gamma = 1$                           | $\phi = 0$       |
| Inclinación | $i_c = i_\gamma = (1 - \theta/90)^2$           | Cualquier $\phi$ |
|             | $i_\gamma = (1 - \theta/90)^2$                 | $\phi > 10$      |
|             | $i_\gamma = 0$                                 | $\phi = 0$       |

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad \text{ec. (2.22)}$$

$K_p$ : coeficiente de empuje de presiones

D: nivel de desplante  
 B: ancho del cimiento  
 L: Longitud del cimiento  
 $\phi$ : ángulo de fricción interno del suelo  
 $\theta$ : ángulo entre la carga actuante y el eje vertical.

### 2.8.2.4.3 Teoría de Hansen

Hansen propuso un caso más general para resolver la capacidad de carga, haciendo una generalización de la ecuación de Meyerhof. La diferencia que existe es que Hansen propone otros factores de forma y profundidad.<sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

$$Q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 d_f N_q S_q d_q i_{qq} g_{qb} q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{ec. (2.23)}$$

Donde

$d_c, d_q, d_\gamma$  = factores de profundidad  
 $i_c, i_q, i_\gamma$ : factores de inclinación de carga  
 $g_c, g_q, g_\gamma$ : factores de pendientes  
 $b_c, b_q, b_\gamma$ : factores de base

Tabla 2.26 "Factores de carga de Meyerhof y Hansen".<sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

| $\phi$ | $N_c$  | $N_q$ | $N_\gamma$ (Hansen) | $N_\gamma$ (Meyerhof) |
|--------|--------|-------|---------------------|-----------------------|
| 0      | 5.14   | 1     | 0                   | 0                     |
| 5      | 6.49   | 1.6   | 0.1                 | 0.1                   |
| 10     | 8.34   | 2.5   | 0.4                 | 0.4                   |
| 15     | 10.97  | 3.9   | 1.2                 | 1.2                   |
| 20     | 14.83  | 6.4   | 2.9                 | 2.9                   |
| 25     | 20.71  | 10.7  | 6.8                 | 6.8                   |
| 26     | 22.25  | 11.8  | 7.9                 | 8                     |
| 28     | 25.79  | 14.7  | 10.9                | 11.2                  |
| 30     | 30.13  | 18.4  | 15.1                | 15.7                  |
| 32     | 35.47  | 23.2  | 20.8                | 22                    |
| 34     | 42.14  | 29.4  | 28.7                | 31.1                  |
| 36     | 50.55  | 37.7  | 40                  | 44.4                  |
| 38     | 61.31  | 48.9  | 56.1                | 64                    |
| 40     | 75.25  | 64.1  | 79.4                | 93.6                  |
| 45     | 133.73 | 134.7 | 200.5               | 262.3                 |
| 50     | 266.50 | 318.5 | 567.4               | 871.7                 |

Tabla 2.27 “Factores de forma y de profundidad según Hansen”.<sup>(2)(7)(15)(17)</sup>

| Factores de forma            | Factores de profundidad                  |
|------------------------------|------------------------------------------|
| $Sc = 1 + (N_q/N_c) * (B/L)$ | $dc = 1 - 0.4 K$                         |
| $Sc = 1$ para circulares     | $dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) K$ |
| $Sq = 1 + (B/L) \tan \phi$   | $d\gamma = 1$ para todo $\phi$           |
| $S\gamma = 1 - 0.4 (B/L)$    | $K = (D/B)$ cuando $(D/B) \leq 1$        |
|                              | $K = \tan (D/B)$ cuando $(D/B) > 1$      |

### 2.8.2.5 Cálculo de capacidad de carga en función del SPT

La ingeniería de cimentaciones internacional ha desarrollado varias expresiones, que permiten estimar la capacidad portante en función del ensayo de penetración estándar (SPT). En la literatura se reportan trabajos de Terzaghi y Peck (1967), Meyerhof (1974) y Bowles (1988). Bowles (1988) ajustó las expresiones de Terzaghi y Peck y Meyerhof, obteniendo:<sup>(27)</sup>

$$q_{ult} = 0.20 * N_{corr} \text{ (k/cm}^2\text{)} \quad \text{ec. (2.24)}$$

En Colombia, Jaime Suárez ha obtenido la siguiente expresión:<sup>(27)</sup>

$$q_{ult} = 0.166 * N_{corr} \text{ (k/cm}^2\text{)} \quad \text{ec. (2.25)}$$

Para el presente estudio, se ha seleccionado la expresión de Suárez, por ser más conservadora en comparación a la fórmula ajustada por Bowles.

#### 2.8.2.5.1 Selección de N de diseño

Para el uso del N de diseño se puede seguir el siguiente procedimiento:<sup>(17)</sup>

1. Se observa el comportamiento del número de golpes en cada sondeo, (puede ser útil dibujar una grafica como la figura a.5, cada sondeo con su elevación correspondiente).
2. Se compara los valores de Ncampo de cada sondeo en su nivel correspondiente.
3. Se corrigen los valores de Ncampo, (en la tabla a.3 se muestran las correcciones en función de la profundidad de cada sondeo), por confinamiento y por energía.
4. Se selecciona un nivel de terreno (nivel de desplante), donde la variación del número de golpes empieza a incrementar conforme se profundiza los sondeos
5. Se compara los Ncorregido de cada sondeo en el rango desde el nivel de base de la zapata hasta una profundidad del ancho de la misma.

6. Se utiliza el  $N_{\text{corregido}}$  menor de los sondeos en el rango seleccionado, esto con el objetivo de que la capacidad de carga del suelo en este nivel sea la menor, asegurándose de que al ser utilizada esta capacidad de carga el terreno no falle por corte con este valor en esta profundidad.
7. Otra forma es teniendo el procedimiento hasta el paso 6, debe calcularse en cada sondeo el promedio de los valores de  $N_{\text{corregido}}$ , en el rango desde el nivel de base de la zapata hasta una profundidad del ancho de la misma, y el valor mas pequeño obtenido de estos promedios debe usarse para determinar la capacidad de carga del suelo.

### 2.8.2.5.2 Resistencia al corte

En suelo friccionante, el ángulo de fricción interna se determina a partir del resultado del ensayo de penetración estándar, de acuerdo con las correlaciones expuestas por Peck, Hanson y Thornburn.<sup>(27)</sup>

$$\phi = 27 + 0.3 \cdot N_{\text{corr}} \quad \text{ec. (2.26)}$$

$$\tau = p \cdot \tan \phi \quad \text{ec. (2.27)}$$

$\tau$  : Esfuerzo de corte del suelo

$p$  : Presión de sobrecarga

$\phi$  : Ángulo de fricción del suelo

Si los suelos encontrados en la zona fueran cohesivos la resistencia al corte se determinaría a partir de correlaciones entre la resistencia a la penetración estándar ( $N$ ) y la resistencia a la compresión.<sup>(27)</sup>

De acuerdo a la siguiente expresión

$$q_{\text{ult}} = 0.162 \cdot N_{\text{corr}} \quad (\text{Bowles, 1988}) \quad \text{ec. (2.28)}$$

Donde:  $q_u$  = resistencia a la compresión simple en  $\text{kg/cm}^2$

$N$  = Número de golpes de penetración por pie (SPT).

### 2.8.3 Distribución de esfuerzos

La intensidad de la presión proveniente de una carga, es capaz de disminuir con la profundidad y de ser distribuida sobre un plano, a una profundidad dada. Si se considera al suelo como un sólido elástico homogéneo e isótropo (igual características en todas direcciones), se puede determinar la distribución de presiones en su interior, ya que este se relacionaría directamente con la ley de Hooke, la cual afirma que las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos.<sup>(2)(16)(17)</sup>

Con la aplicación de la ley de Hooke hecha por Boussinesq se puede calcular la deformación a cierta profundidad  $z$  para una carga dada. Si se considera únicamente una carga puntual, la relación de Boussinesq vendría a ser:<sup>(2)(16)(17)</sup>

$$\sigma_z = KB \frac{P}{Z} \quad \text{ec. (2.29)}$$

$\sigma_z$ : esfuerzo vertical en lb/plg<sup>2</sup>,

$P$ : carga puntual en lbs y

$Z$ : profundidad debajo del punto en que se aplica la carga. En esta ecuación

$$KB = \frac{3}{2\pi} * \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{ec. (2.30)}$$

Donde  $r$  es la distancia radial desde el punto de aplicación de la carga.

En caso de que la carga aplicada sea una lineal finita el esfuerzo vertical puede ser determinado por:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} * \frac{YZ^3}{(X^2 + Z^2)^{\frac{3}{2}}} * \frac{1}{\sqrt{X^2 + Y^2 + Z^2}} * \left( \frac{1}{X^2 + Y^2 + Z^2} + \frac{2}{X^2 + Y^2} \right) \quad \text{ec. (2.31)}$$

Donde:

$X$ : es la distancia horizontal del punto de aplicación de la carga hasta el punto de análisis.

$Y$ : es la longitud del cimiento.

En caso de la aplicación de una carga lineal infinita

$$\sigma_z = \frac{2PZ^3}{\pi(X^2 + Z^2)^{\frac{3}{2}}} \quad \text{ec. (2.32)}$$

Para el caso de una carga distribuida rectangular

$$\sigma_z = \frac{W}{4\pi} \left( \frac{2XYZ * (X^2 + Y^2 + Z^2)^{\frac{1}{2}}}{Z^2(X^2 + Y^2 + Z^2) + X^2Y^2} * \frac{X^2 + Y^2 + 2Z^2}{X^2 + Y^2 + Z^2} + \arctan \frac{2XYZ * (X^2 + Y^2 + Z^2)^{\frac{1}{2}}}{Z^2(X^2 + Y^2 + Z^2) - X^2Y^2} \right) \quad \text{ec. (2.33)}$$

En muchas ocasiones puede seguirse un método sencillo para determinar el esfuerzo aproximado, método denominado 2 en 1, en el cual la carga se supone distribuida

bajo una pendiente de dos veces la altura por una vez la base. Si se supone que al nivel del terreno una estructura tiene las dimensiones B y L a una profundidad z el peso de la estructura se repartirá sobre un área de lados B+z y L+z (ver ecuación 2.34). El esfuerzo máximo se estima en 1.5 veces la anterior, que es la media.<sup>(16)</sup>

$$\sigma_z = \left( \frac{P}{(A+Z)(L+Z)} \right) \quad \text{ec. (2.34)}$$

Donde

P: Carga aplicada en Kg

A: lado corto de la cimentación

B: lado largo de la cimentación

Z: profundidad a la que se determina el esfuerzo

En este documento se utilizó este último método para el cálculo de la distribución de esfuerzos.

#### 2.8.4 Asentamientos

Generalmente se entiende por asentamiento el desplazamiento vertical de un edificio o una parte del mismo. Si todos los puntos de una estructura se asientan la misma magnitud se dice que el asentamiento es uniforme, en este caso no se producen grietas ni distorsiones, pero varía la posición en la altura. Si los asentamientos de los diversos elementos de la cimentación de un edificio son diferentes se habla de asentamientos diferenciales o no uniformes.<sup>(2)(11)(15)(17)</sup>

Según la magnitud y tipo de asentamientos diferenciales se pueden producir grietas o distorsiones perjudiciales para la estabilidad de la estructura.<sup>(2)(5)(11)(15)(17)</sup>

Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

**Asentamiento total:** Definido como el de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.

**Asentamiento diferencial:** Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.

**Giro:** Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

Los métodos para el cálculo de asentamientos más usuales son:

Método del cambio volumétrico

Método del coeficiente de compresibilidad

Ensayo de resistencia

Método analítico

Para un correcto cálculo de asentamientos se requieren:<sup>(1) (2) (5) (11)</sup>

1. Datos sobre la estructura; tipo, cota de cimentación, planta de cimentaciones y cargas correspondientes.
2. Investigación sobre la naturaleza del terreno, en especial columnas de sondeos, cortes estratigráficos y muestras alteradas e inalteradas.
3. Características mecánicas de los suelos, principalmente curvas edométricas y de consolidación de las muestras tomadas a diferentes profundidades, según los ensayos realizados en un laboratorio de geotecnia.

De no tenerse estos parámetros no se podría determinar el asentamiento que la obra pueda provocar en el suelo.

Para evitar daños perjudiciales en la estructura los asentamiento que se puedan producir deben de quedar dentro de ciertos límites permisibles los cuales dependen del tipo de estructura y de su función.

Asentamientos totales permisibles para:<sup>(16)</sup>

Edificios comerciales  $S=2.5\text{cm}$

Edificios industriales  $S= 3.5\text{cm}$

Almacenes  $S=5.0\text{cm}$

Cimentación de máquinas  $S=0.05\text{cm}$

Asentamientos diferenciales máximos permisibles: <sup>(16)</sup>

Tabla 2.28 “Asentamiento diferenciales permisibles”.

| Tipo de estructura                           | Arenas y arcillas duras | Arcillas suaves |
|----------------------------------------------|-------------------------|-----------------|
| Cimentaciones de columnas para:              |                         |                 |
| Estructuras de acero y de concreto reforzado | 0.002L                  | 0.002L          |
| Para columnas recubiertas de ladrillos       | 0.007L                  | 0.001L          |

#### 2.8.4.1 Asentamientos de zapatas en suelos no cohesivos

El diseño de zapatas aisladas sobre suelos no cohesivos, es casi siempre gobernado por el asentamiento, y no por la capacidad portante. Las únicas excepciones probables a esta regla serían los cimientos muy estrechos y superficiales especialmente cuando el nivel freático presente es superficial. Por consiguiente, debemos dar énfasis en al análisis del asentamiento.<sup>(2)(30)</sup>

Las técnicas para calcular el asentamiento en suelos no cohesivos, son basadas casi siempre en los ensayos in-situ, para evitar los problemas de perturbación de la muestra. Los resultados de los ensayos se combinan entonces con los métodos empíricos de análisis, los cuales se basan en los resultados de pruebas de penetración dinámica y estática.<sup>(2)(30)</sup>

#### 2.8.4.1.1 Análisis de asentamiento basado en el Ensayo de Penetración estándar

Aunque el ensayo de penetración estándar no mide directamente las propiedades de esfuerzo-deformación del suelo, proporciona una adecuada correlación con la compresibilidad. Las arenas densas, relativamente incompresibles tendrán valores de N altos, mientras que las arenas sueltas y compresibles tendrán valores de N bajos. Sin embargo, esta correlación sólo puede encontrarse experimentalmente.

Se han propuesto muchos métodos para el cálculo de los asentamientos en arenas, basados en el SPT (Jeyapalan y Boehm, 1986). Sólo presentaremos dos de estos métodos: el Método de Meyerhof Modificado y el Método de Burland y Burbidge.<sup>(30)</sup>

##### 2.8.4.1.1.1 Método de Meyerhof Modificado

El Método de Meyerhof, introducido en 1956, ha sido uno de las maneras más populares de calcular el asentamiento basado en los datos del ensayo de penetración estándar. Desde que Meyerhof tuvo pocos datos de ensayos realizados, intencionalmente ha desarrollado un método muy conservador. Por consiguiente, él casi siempre sobrestima el asentamiento, a menudo en 3 o más veces el valor real. Ante estos resultados, Meyerhof (1965) sugiere ajustar sus fórmulas originales multiplicándolas por un factor de 1.5. A este procedimiento revisado se le denomina el Método de Meyerhof Modificado. Las fórmulas siguientes incluyen este factor de ajuste y son presentadas de forma simplificada según D'Appolonia et al.<sup>(30)</sup>

$$\delta = q * C_1 * Kb * Kd * Kw \quad \text{ec. (2.35)}$$

$$C_1 = \frac{5.08}{N_{corr}} = \frac{cm^3}{kg} \quad \text{ec. (2.36)}$$

$$Kb = \left( \frac{2B}{B + 0.3} \right)^2$$

$$Kd = 1 - 0.25 D/B \quad \text{ec. (2.37)}$$

Donde:

$\delta$  : asentamiento

q : presión en el punto de análisis

$N_{corr}$  : Valor promedio de los N60 del SPT entre la base de la zapata y una profundidad de  $2B$  bajo la base de la zapata.

$B$  : ancho de la zapata

$C_1$ :inverso del coeficiente de asentamiento

$K_b$ : inverso del factor de incidencia del ancho del cimiento

$K_d$ : inverso del factor de incidencia de la profundidad relativa del cimiento

$K_w$ : Factor de incidencia del nivel freático en caso de no haber nivel freático  $K_w=1$  si

$D_w \geq 2B$ ;  $K_w=2$  si  $D_w \leq B$ ;  $K_w = 2 - \frac{D_w - B}{B}$  cuando  $B \leq D_w \leq 2B$

$D_w$ : profundidad del nivel freático por debajo de la base de la zapata

Meyerhof consideró que estas fórmulas son válidas para cualquier forma de zapata. Aunque esta es una simplificación de la realidad, puede ser suficientemente exacto para los propósitos de un diseño común.

Meyerhof sugirió que los efectos del nivel freático, se encuentran implícitos en los resultados del SPT. Sin embargo, considera que se debe ajustar el valor de N60 si la arena estuvo seca durante el ensayo y pudo saturarse después. Incluso con el factor de ajuste de 1.5, el método de Meyerhof modificado todavía tiende a ser conservador. Sobrestima el asentamiento aproximadamente el 75% de las veces.

#### 2.8.4.1.1.2 Método de Burland y Burbidge

Burland y Burbidge (1985) presentaron otro método empírico, que usa los datos de SPT para calcular el asentamiento de zapatas aisladas. Ellos desarrollaron este método, utilizando una base de datos de más de 200 archivos de asentamientos, medidos en arenas y gravas. Desde que este método se basó en tal cantidad de datos, es más preciso y menos conservador que el método de Meyerhof modificado. Sin embargo, todavía sufre de las incertidumbres del ensayo de penetración estándar.<sup>(30)</sup>

El procedimiento es como sigue:<sup>(30)</sup>

1. Obtener una serie de valores N60 del SPT para varias profundidades, debajo la zapata propuesta. No se debe aplicar la corrección por presión de confinamiento. Pero, si el suelo bajo el nivel freático es una arena fina o una arena limosa y tiene un  $N_{60} > 15$ , se ajustará el valor de N60 con la ecuación 2.14. Si el suelo es una grava o una grava arenosa, Burland y Burbidge recomiendan multiplicar N60 por un factor de ajuste de 1.25. Sin embargo, debemos tener mucho cuidado cuando intentamos usar el SPT en gravas, porque los valores de N son poco confiables.

2. Calcular la profundidad de influencia debajo de la base de la zapata. Si los valores ajustados de N60 del SPT son constantes o aumentan con la profundidad, entonces la profundidad de influencia es:

$$\frac{Z_1}{Br} = 1.4 \left( \frac{B}{Br} \right)^{0.75} \quad \text{ec. (2.38)}$$

Donde:

$z_1$  = profundidad de influencia debajo de la base de la zapata

$B$  = ancho de la zapata

$Br$  = ancho de referencia = 1 ft = 0.3 m = 12 in = 300 mm

Si los valores de  $N_{60}$  del SPT disminuyen constantemente con la profundidad, se usará  $z_1 = 2B$  o la profundidad hasta el fondo de la capa suave, la que sea menor.

3. Calcular el promedio de los valores ajustados de  $N_{60}$  entre la base de la zapata y la profundidad de influencia. Este valor promedio es  $N_{60}$ .

4. Calcular el índice de compresibilidad  $I_c$ :

Aquellos suelos cuyas presiones verticales efectivas existentes in situ son las máximas que han sufrido a lo largo de su historia geológica, se les denomina suelos normalmente consolidados, y el índice de compresibilidad para estos suelos, se calcula con la siguiente relación:

$$I_c = \frac{1.71}{(N_{60})^{1.4}} \quad \text{ec. (2.39)}$$

Para los suelos sobre consolidados, es decir aquellos suelos que han soportado presiones verticales efectivas superiores a las que soportan in situ, el índice de compresibilidad se calcula con la relación:

$$I_c = \frac{0.57}{(N_{60})^{1.4}} \quad \text{ec. (2.40)}$$

5. Calcular el factor de corrección por profundidad de influencia:

$$C_l = \frac{H}{z_1} \left( 2 - \frac{H}{z_1} \right) \leq 1 \quad \text{ec. (2.41)}$$

Donde:

$C_l$ : factor de corrección por profundidad de influencia

$H$ : profundidad desde la base de la zapata hasta el fondo del estrato compresible

Este factor es de interés, sólo cuando un suelo suelto tiene un suelo más denso debajo de él, y la interfase entre estos estratos está a una profundidad menor a  $z_1$ , debajo de la base de la zapata.

6. Calcular el factor de forma:

$$C_s = \left[ \frac{1.25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 \quad \text{ec. (2.42)}$$

Donde:

Cs: factor de la forma

B: ancho de la zapata

L: largo de la zapata

Cuando tenemos zapatas cuadradas o circulares  $C_s = 1$ , y 1.56 para zapatas continuas.

7. Calcular el asentamiento:

Para los suelos normalmente consolidados:

$$\delta = 0.14 * C_s * C_l * I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q}{\sigma_r} \right) * B_r \quad \text{ec. (2.43)}$$

Para los suelos sobre consolidados con  $q' \leq \sigma_c$  :

$$\delta = 0.047 * C_s * C_l * I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q}{\sigma_r} \right) * B_r \quad \text{ec. (2.44)}$$

Para los suelos sobre consolidados con  $q' > \sigma_c$  :

$$\delta = 0.14 * C_s * C_l * I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q - 0.67 \sigma_c}{\sigma_r} \right) * B_r \quad \text{ec. (2.45)}$$

Donde:

$\delta$ : asentamiento

q: capacidad portante neta

$B_r$ : ancho de referencia = 1 ft = 0.3 m = 12 in = 300 mm

$\sigma_r$ : esfuerzo de referencia = 2000 lb/ft<sup>2</sup> = 100 kPa

$\sigma_c$ : esfuerzo de preconsolidación

Es muy difícil evaluar  $\sigma_c$  en los suelos no cohesivos, y determinar si estos son normalmente consolidados o sobre consolidados. Por consiguiente, las Ecuaciones 2.30 y 2.31 deben ser usadas con cuidado.

Al volver a aplicar este método, con los datos con que fue obtenido, encontraron un intervalo de confianza del 95% para aproximadamente el 50% de los asentamientos calculados. Así, parece ser ligeramente más preciso que el método de Meyerhof Modificado. Sin embargo, el método de Burland y Burbidge está ideado para producir

una mejor estimación del asentamiento verdadero, por tanto debe sobrestimar el asentamiento tan a menudo como lo subestima. Esta es la diferencia fundamental con el método de Meyerhof Modificado que está ideado para estar cerca al rango de sobrestimación.

### **2.8.5 Factores determinantes para el tipo de cimentación**

En el estudio completo de una fundación se deben recopilar y analizar antecedentes referentes al proyecto tales como localización, necesidades funcionales, y carga. Referente al entorno, geotecnia y estabilidad relativa de los estratos portantes tales como estratigrafía, características de las capas del suelo, posición del nivel freático.<sup>(1)(2)(15)</sup>

A continuación se dará una breve descripción de los factores influyentes en la selección del tipo de fundación:

#### **2.8.5.1 Cargas y características de la estructura**

Se refiere a las condiciones de la superestructura y en general al carácter, la función y destino de la obra. Para fines de proyecciones es usual que el factor más importante lo constituyen la magnitud, las combinaciones críticas y la variabilidad de las diferentes cargas implicadas.<sup>(1)(2)</sup>

#### **2.8.5.2 Respuesta del sistema fundación suelo**

Se trata de como la fundación responda a la carga, la cual determina el método de análisis. Lo primero que se debe de considerar es la superficie potencial de falla que va a exhibir el sistema fundación suelo y como esta puede variar con la profundidad.

La distribución real de la carga también determina la respuesta como deformación que será una función de las propiedades del suelo y del material estructural de la fundación.<sup>(1)(2)(5)</sup>

#### **2.8.5.3 Características del suelo de fundación**

Son las relativas al suelo de fundación, referente en especial a la naturaleza, propiedades físicas y químicas, estructura, composición, disposición y profundidad de los estratos del suelo.

La resistencia al corte, la compresibilidad, las condiciones hidráulicas, deben determinarse en la investigación del suelo y constituyen factores primarios en la proyección y selección de fundaciones.<sup>(1)(2)(17)</sup>

Algunos suelos pueden presentar algunos problemas tales como expansión en suelos arcillosos y licuefacción en suelos arenosos.

#### 2.8.5.4 Presencia de aguas subterráneas

La presencia de agua en un suelo o las variaciones de humedad pueden tener consecuencias tanto en la capacidad de carga de los suelos, los costos, la metodología empleada en la construcción como en el diseño del proyecto de fundación. <sup>(1)(2)(17)</sup>

Los terrenos de arena gruesa tienen prácticamente las mismas características secos que saturados, de modo que el agua subterránea no afecta sus propiedades. En arenas finas o arenas arcillosas la humedad capilar actúa como un agente cementador, y tiene el efecto de aumentar la adherencia y volumen del suelo. Si un terreno de esta especie está sometido a ciclos alternados de humedad y sequedad, es aconsejable construir un sistema de zanjas de drenaje para evitar los cambios de volumen, iguales medidas deben tomarse en terrenos principalmente arcillosos, en los cuales los cambios de volumen son aún más acentuados. <sup>(1)(2)(17)</sup>

#### 2.8.5.5 Localización del sitio

Las condiciones climáticas dominantes en un sitio en relación con el medio geológico y las características físicas del suelo hacen significativas ciertas influencias ambientales sobre el suelo portante tales como: expansiones, socavaciones, derrumbes y movimientos sísmicos, la disposición topográfica también es importante respecto a los espacios adecuados para emplazar la fundación, los desniveles en los elementos de soporte, distancia segura a las pendientes de las laderas, sitio de erosión y condiciones de drenaje. <sup>(1)(2)(17)</sup>

#### 2.8.5.6 Profundidad y ubicación de las fundaciones

La profundidad de la base de los cimientos superficiales esta regida por factores que requieren una consideración particular para cada situación. No existen criterios precisos y de aplicación general para su determinación, la búsqueda de soluciones efectivas hace necesario emplear la experiencia y el buen juicio para aplicar una combinación de las reglas empíricas, criterios generales, antecedentes, experiencias locales y resultados de la investigación del subsuelo.

En forma general la profundidad de fundación depende en primer lugar de la profundidad del estrato o los estratos competentes para soportar cargas transmitidas por la fundación desde este punto de vista pueden definirse los siguientes criterios: <sup>(1)(2)(17)(28)</sup>

- La fundación debe establecerse sobre o entre un estrato portante de resistencia y de compresibilidad adecuada para soportar las cargas aplicadas sin falla en la masa del suelo y sin asentamientos excesivos.

- Los estratos subyacentes al estrato portante deben igualmente tener la suficiente resistencia y compresibilidad para resistir los esfuerzos transmitidos en niveles donde sea significativo el efecto de este.

En segundo lugar la profundidad depende de los potenciales efectos de factores externos del tipo ambiental, relacionados con la ubicación del sitio, la función de la obra las condiciones del suelo, pero esencialmente independiente de las cargas.

#### **2.8.5.7 Factores económicos**

Debe considerarse el costo de la fundación en relación de la importancia, el riesgo y el valor de la superestructura. Por medio de las investigaciones del suelo se reducen las incertidumbres en los diseños. Pueden ajustarse los factores de seguridad y en consecuencia es posible optimizar las dimensiones de la fundación sacando el mejor provecho del suelo del sitio. <sup>(2)(15)</sup>

En el presente estudio para la selección del tipo de cimentación adecuada está propuesta en base a los incisos 2.8.5.3 hasta el 2.8.5.6.

#### **2.8.6 Los suelos ante las solicitaciones sísmicas**

La naturaleza y la distribución del daño sísmico están muy influenciadas por la respuesta del suelo frente a cargas cíclicas. Dicha respuesta está controlada en gran medida por las propiedades del suelo. Por ejemplo, la susceptibilidad de un depósito de suelo para amplificar el movimiento depende de las propiedades dinámicas, siendo el módulo de corte,  $G$ , y el amortiguamiento,  $\xi$ , los principales parámetros para modelar la respuesta sísmica del suelo. Estos parámetros se relacionan con otras propiedades del suelo, de carácter más físico, como por ejemplo el índice de poros, la densidad relativa y la velocidad de las ondas de cizalla.

Para la determinación de las propiedades dinámicas del suelo se puede utilizar dos procedimientos, uno de campo principalmente a través de pruebas geofísicas siendo la refracción sísmica la más utilizada, y las pruebas de laboratorio principalmente los ensayos de carga triaxial cíclica, mediante numerosos resultados de estas pruebas de laboratorio se ha observado que el suelo, se comporta de manera lineal hasta un tercio de la tensión de falla ( ver figura 2.9), lo cual resulta compatible con el uso de un coeficiente de seguridad igual a tres; valor comúnmente utilizado para el cálculo de capacidad de carga admisible.

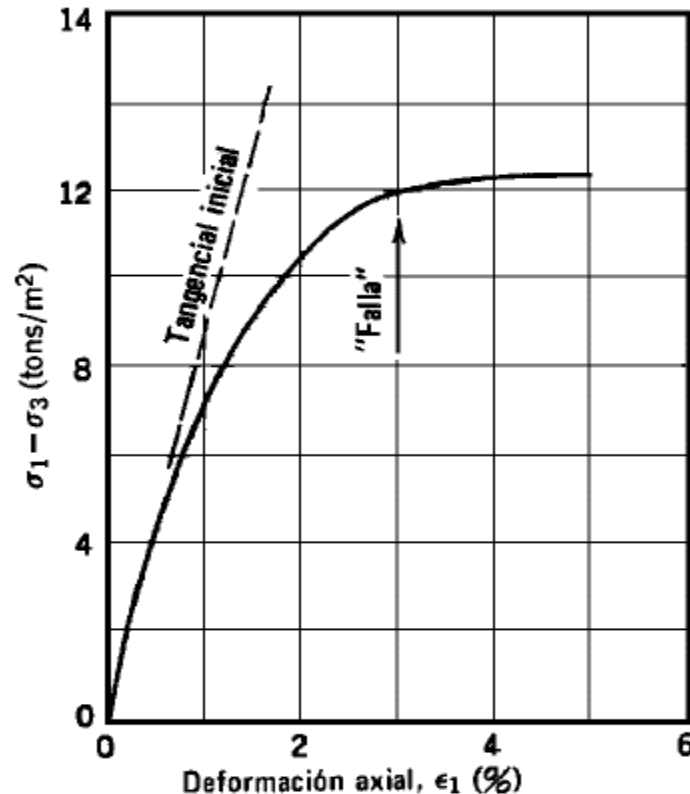


Figura 2.9. "Curva tensión – deformación típica de un ensayo triaxial".

### 2.8.6.1 Influencia de los suelos en los efectos de sismos

Los suelos son el medio a través del cual las ondas sísmicas se propagan localmente y llegan hasta los cimientos de los edificios. Las características del movimiento sísmico, y por lo tanto su capacidad de causar daños se modifican en el proceso de propagación de acuerdo a las propiedades de los suelos de cimentación. <sup>(46)</sup>

Los suelos pueden sufrir cambios importantes en sus estructuras internas debido al paso de las ondas sísmicas a través de ellos. En particular los suelos pueden: densificarse, licuarse, o deformarse excesivamente durante terremotos de fuerte intensidad. Cualquiera de estos comportamientos puede causar desnivelaciones, desplomes o agrietamientos de estructuras. En casos extremos ellos pueden inducir el volcamiento o el colapso de un edificio. <sup>(46)</sup>

### 2.8.6.2 Tipos de suelos y comportamientos sísmicos característicos

Los principales tipos de suelos que presentan diferentes características de comportamiento desde el punto de vista de carga estática y de respuesta sísmica son las gravas, las arenas, los limos y las arcillas. <sup>(46)</sup>

Las gravas son suelos de partículas gruesas, que si se encuentran en estado denso, alcanzan altas resistencias y bajas compresibilidades, por lo tanto no involucran riesgos sísmicos especiales. <sup>(46)</sup>

Las arenas son suelos de partículas gruesas o finas, cuyo comportamiento sísmico depende fundamentalmente de su densidad. En estado suelto son débiles y deformables, y provocan daños severos por asentamientos y por fallas de cimentaciones, si se encuentran sumergidos pueden sufrir licuación. <sup>(46)</sup>

Los limos son suelos de partículas finas no cohesivas, cuyo comportamiento sísmico es similar al de las arenas finas, con los agravantes de menor resistencia de rozamiento interno y menor permeabilidad. <sup>(46)</sup>

Las arcillas son suelos de partículas muy finas, cohesivas, su comportamiento sísmico se caracteriza por su alta deformabilidad y consecuente efecto amplificador en las ondas sísmicas, causando movimientos de desplazamientos amplios y de baja frecuencia es decir las consecuencias pueden ser fuertes amplificaciones de fuerzas sísmicas en edificios flexibles. <sup>(46)</sup>

### **2.8.6.3 Efectos de suelos en solicitaciones sísmicas**

En primer lugar, el suelo afecta a los espectros de respuesta sísmica. Esto se debe a que la influencia de los suelos en las características de los movimientos sísmicos se aprecia en los diferentes registros que se obtienen en un mismo temblor en acelerógrafos instalados en diferentes sitios. Al construir espectros a partir de los registros, se observa que en las zonas donde el suelo es mas blando las amplificaciones del movimiento se desplazan hacia las frecuencias más bajas. <sup>(46)</sup>

El segundo aspecto en el cual el suelo afecta la solicitación sísmica proviene de las condiciones geomorfológicas del sitio. Esto es que la forma de los depósitos de suelos puede modificar las características de los movimientos sísmicos y, en consecuencia, puede aumentar los riesgos de fallas sísmicas para estructuras cimentadas en ellos. Así para edificios cimentados sobre y al borde de mesetas se puede esperar que sufran aceleraciones amplificadas respecto a los edificios emplazados en los valles circundantes, debido al menor confinamiento de los suelos de fundación. Adicionalmente, los edificios emplazados al pié de taludes, o sobre ellos, pueden ser afectados por deslizamientos de masas de suelos o por desplazamiento de rocas. <sup>(46)</sup>

Para el diseño sismorresistente de cimentaciones, se puede llevar a cabo por dos vías, una en el cual las cargas inducidas en las fundaciones por los movimientos sísmicos se determinan en base a las reacciones y momentos necesarios para el equilibrio estructural, y la otra en la que se aplican los enfoques de diseño tradicionales basados en la capacidad de carga del suelo (con factores de reducción de la capacidad adecuados si se desea contar con un margen de seguridad), siempre se deben tener en cuenta ciertos factores asociados con la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Bajo cargas sísmicas muchos suelos pueden movilizar una resistencia mayor que la resistencia estática. Para los suelos no cohesivos insaturados este aumento puede ser de alrededor de 10 por ciento, mientras que para los suelos cohesivos puede

llegar a ser de hasta 50 por ciento. Sin embargo, para las arcillas saturadas más blandas y las arenas saturadas también se debe tener en cuenta el potencial de degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga repetidos.

#### **2.8.6.4 Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo**

Los factores clave que influyen en las propiedades dinámicas del suelo son la tensión efectiva de confinamiento, el nivel de tensiones en el suelo, el índice de poros y la plasticidad del suelo. La tensión total efectiva vertical está definida como  $\sigma'_V = pz$ , donde  $p$  es el peso específico del suelo y  $z$  la profundidad desde la superficie. Por lo tanto la tensión efectiva vertical aumenta con la profundidad y el material está más confinado. Un incremento de tensión efectiva media provoca un aumento del límite de deformación elástica. En consecuencia, los suelos bajo tensiones de confinamiento altas se comportan como materiales más rígidos que suelos idénticos bajo tensiones de confinamiento bajas. Se ha observado que para arcillas el aumento del índice de poros causa una disminución del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento.<sup>(47)</sup>

La disminución del módulo de corte con el aumento de la deformación es menor cuando el índice de plasticidad del material aumenta. Se ha mostrado que dicho módulo en arcillas de alta plasticidad es elástico a altas deformaciones<sup>(48)</sup>. Para suelos ligeramente consolidados ( $OCR > 1$ ) con alto índice de plasticidad,  $G_{max}$  aumenta. En cambio para suelos normalmente consolidados ( $OCR = 1$ ) si el índice de plasticidad crece,  $G_{max}$  permanece más o menos constante. Esta característica es muy importante ya que puede influir en la manera en que un depósito de suelo amplificará o atenuará los movimientos provocados por un terremoto.<sup>(47)</sup>

En resumen, los factores que controlan el comportamiento de los suelos frente a carga cíclica son los factores de carga: deformación de corte, tipo de carga (uniforme o irregular) y frecuencia velocidad de carga y los factores inherentes al suelo: índice de plasticidad, índice de poros, edad geológica, grado de cementación, razón de sobreconsolidación y estado tensional inicial del suelo.<sup>(47)</sup>

## 2.9 Geología

Es la ciencia que se dedica al estudio de la tierra, describe la composición del planeta, su ubicación y actuación en el universo. También trata de interpretar los fenómenos que en ella sucede.

Los datos geológicos son necesarios en primer término en la etapa de anteproyecto, durante la cual se selecciona, en gabinete, uno o varios sitios para la construcción. En esta etapa los datos geológicos se obtienen de fotografías aéreas, planos geológicos, y de toda la información bibliográfica geológica o geotécnica existente. En la etapa de reconocimiento preliminar la información geológica y geotécnica se obtiene de la inspección de campo y en la etapa correspondiente a estudios de detalle; los datos geológicos se obtienen de levantamientos, perforaciones, pozos a cielo abierto, y de la aplicación de alguna prueba geofísica. La construcción de una obra civil requiere de un estudio geológico previo de la región donde esta se proyecta. <sup>(3)</sup>

El estudio geológico de una zona, es la determinación de las características litológicas y estructurales de los materiales existentes en el sitio de estudio, mediante un conjunto de técnicas y procedimientos que se utilizan para reconstruir su historia geológica. <sup>(3)</sup>

El estudio geológico de un sitio tiene como propósito: <sup>(3)</sup>

Determinar los tipos de suelos que existen en la zona y ubicarlos en la posición estructural que le corresponda (columna estratigráfica).

Identificar estructuras mayores (fallas, plegamientos, discordancias y estratificaciones) y estructuras menores (fracturas, foliación y exfoliación).

Evaluación y control de riesgos geológicos.

Proponer trabajos complementarios de mayor detalle, como la exploración del sitio mediante perforaciones.

A continuación se presentan algunos conceptos generales de términos utilizados en este documento.

### 2.9.1 Definiciones

**Afloramiento:** lugar donde las unidades litológicas penden verse in situ.

**Aglomerado:** roca formada por fragmentos de otras rocas, unidos por un cemento, por lo general poco consistente.

**Aluvial:** depósitos sedimentarios producidos por ríos

**Amenaza:** es un peligro latente asociado con un fenómeno físico, de origen natural o tecnológico, que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente; matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad, en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo.

**Andesita:** roca ígnea volcánica de composición intermedia.

**Basalto:** es una roca ígnea de grano fino y composición máfica, es decir, con un alto contenido de hierro.

**Buzamiento:** es la inclinación de un estrato de suelo respecto a la horizontal.

**Cenizas:** material de grano fino no consolidado que se forma como resultado de explosiones volcánicas.

**Cuaternario:** período geológico que cubre los últimos 1,800,000 años hasta el presente; incluye al Pleistoceno y al Holoceno.

**Dacita:** roca ígnea volcánica de composición principalmente silícea.

**Escarpe:** declive áspero del terreno.

**Espectro de respuesta:** Diagrama en el que se plotean valores de periodo en las abscisas y aceleración pico en tierra en las ordenadas.

**Estratigrafía:** parte de la geología que se ocupa de la disposición de los estratos y de los fósiles que contienen, así como de las rocas depositadas.

**Estratificación:** disposición de los sedimentos en capas, lo que es característico de las rocas sedimentarias y también de las tobas volcánicas.

**Estructura:** término utilizado para describir la relación total en una masa de roca, por ejemplo plegamiento formación de fallas, discordancias.

**Exfoliación:** es la tendencia de un mineral a romperse a lo largo de planos con enlaces débiles.

**Falla geológica:** ruptura a lo largo de la cual se puede observar un desplazamiento.

**Feldespatos:** corresponden a los silicatos de aluminio y de calcio, sodio o potasio, o mezclas de esas bases.

**Foliación:** Estructura en láminas propias de las rocas metamórficas en que la textura propia de los esquistos se suma una diferenciación petrográfica entre lechos, formando hojas.

**Formaciones:** conjunto de rocas o masas minerales que presentan características geológicas y paleontológicas semejantes.

**Graben:** es una fosa tectónica.

**Holoceno:** el Holoceno es el último y actual período geológico, cubre los últimos 10,000 años hasta el presente.

**Ignimbrita:** roca volcánica silíceo formada por partículas volcánicas de tamaño fino y abundancia de vidrio, que son expulsadas en fumarolas del interior de la Tierra, y depositadas en la superficie en estratos gruesos y masivos, cubriendo grandes extensiones de terreno.

**Lapilli:** fragmentos de rocas piroclásticas que miden de 4 a 32 mm.

**Lineamiento:** figura lineal a gran escala que en términos topográficos es una expresión de los rasgos estructurales subyacentes.

**Meteorización:** proceso mediante el cual las rocas se rompen y descomponen por la acción de agentes externos tales como el viento, el agua, cambios de temperaturas etc, un rasgo esencial del proceso es que este afecta las rocas in situ sin dar lugar al transporte.

**Placa:** cada una de las grandes partes de la litosfera que flotan sobre el manto y cuyas zonas de choque forman los cinturones de actividad volcánica, sísmica o tectónica.

**Plegamiento:** Efecto producido en la corteza terrestre por el movimiento conjunto de rocas sometidas a una presión lateral.

**Pómez:** piedra volcánica pulverizada de color agrisado y textura fibrosa, que se usa para desgastar y pulir.

**Riodacita:** roca magmática efusiva, intermedia entre una riolita y una dacita, con cuarzo, ortosa y plagioclasa, frecuentemente rica en biotita.

**Riolita:** roca magmática efusiva rica en vidrio, color claro, con microlitos y fenocristales raros: cuarzo, frecuentemente y feldespato.

**Rocas piroclásticas:** son las que están constituida por material volcánico fragmentado que por explosión ha sido lanzado a la atmósfera, generalmente se produce en volcanes cuya lava es de tipo viscoso.

**Riesgo sísmico:** se llama riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia, dentro de un plazo dado, de un sismo que cause, en un lugar determinado, cierto efecto definido como pérdidas o daños determinados.

**Toba:** roca piroclástica de consistencia porosa formada por la acumulación de cenizas u otros elementos volcánicos muy pequeños.

**Trinchera:** excavación superficial, estrecha y larga, que permite realizar un estudio a los estratos que componen el terreno.

**Vitrificado:** material con apariencia de vidrio.

**Vulnerabilidad:** grado de pérdida de un elemento, o grupo de elementos, por la probable ocurrencia de un evento desastroso.

**Zonificación sísmica:** clasificación de una zona en función de diferentes niveles de peligro derivados de la actividad sísmica.